



M 2017

ANÁLISE DE EDIFÍCIOS ALTOS DE BETÃO ARMADO ENVOLVENDO A AÇÃO SÍSMICA SEGUNDO O EUROCÓDIGO 8

ANTÓNIO PEDRO BÁRTOLO BRÁS GONÇALVES
DISSERTAÇÃO DE MESTRADO APRESENTADA
À FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO EM
ENGENHARIA CIVIL

ANÁLISE DE EDIFÍCIOS ALTOS DE BETÃO ARMADO ENVOLVENDO A AÇÃO SÍSMICA SEGUNDO O EUROCÓDIGO 8

ANTÓNIO PEDRO BÁRTOLO BRÁS GONÇALVES

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Nelson Saraiva Vila Pouca

Coorientador: Eng.º José Manuel da Costa Ferreira Lopes

JUNHO DE 2017

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2016/2017

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2016/2017 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2017.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus pais

Tudo é ousado para quem a nada se atreve

Fernando Pessoa

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, Professor Nelson Vila Pouca, pelo guia que foi neste trabalho e, principalmente, pela amizade e conselhos que muitas vezes se estenderam além do meramente profissional, permitindo que aprendesse mais do que aquilo que escrevo neste relatório.

Aos Engenheiros José Lopes, meu coorientador, e Miguel Mariz, pelo apoio, paciência e exigência, essenciais no sucesso deste trabalho, e, sobretudo, pela amizade e partilha de experiências, proporcionando o meu desenvolvimento não só profissional, mas também pessoal.

Ao Engenheiro António Monteiro, pela oportunidade que me deu de realizar a minha dissertação em ambiente empresarial na empresa A400 – Projetistas e Consultores de Engenharia, Lda., mostrando-se sempre disponível para apoiar e facultar os recursos necessários à concretização deste trabalho.

Ao Pessoal da A400, pelos bons ares e maneira com que me acolheram, estando sempre disponíveis para ajudar e dar conselhos. Pela amizade e descontração que tornaram a minha experiência muito mais prazerosa.

Aos meus amigos, por 5 anos tão importantes na minha vida. Pelas brincadeiras, os almoços e os jantares, pelas noitadas e até pelas discussões. Todos crescemos um bocadinho e parto para uma nova fase da minha vida sabendo que aprendi com cada um de vocês.

À Cátia e ao Luís, que já são como família, como irmãos. Por estarem sempre disponíveis nas horas mais difíceis e prontos a dizer aquilo que preciso de ouvir, só espero estar sempre à altura da vossa dedicação. Um genuíno obrigado pela amizade e companheirismo.

À minha família, pelo apoio incondicional e o orgulho que sempre demonstraram por esta minha caminhada.

Aos meus pais. Primeiro pelo amor, liberdade e confiança que me permitiram crescer como homem. Segundo, pelas condições que sempre me deram e continuam a dar para que possa expressar todo o meu potencial em tudo o que faço. Finalmente, por me terem feito da maneira que sou, pela ambição, resiliência e capacidade de superação. A eles dedico não só este trabalho, mas também todo o esforço e sucesso dos últimos 5 anos e do que ainda estará para vir.

RESUMO

A aplicação do Eurocódigo 8 veio alterar a abordagem dos gabinetes de projeto na realização do dimensionamento sísmico das suas estruturas. Uma das principais mudanças relativamente ao RSA foi a hierarquização de sistemas sismo-resistentes, sendo possível fazer a distinção de elementos estruturais em primários e secundários, dentro de determinadas condições. Apesar de o objetivo desta diferenciação tenha sido o de simplificar o dimensionamento de elementos estruturais, este assunto levantou questões que ainda atualmente se revelam como obstáculos aos projetistas. Assim, neste contexto, o desenvolvimento deste trabalho centra-se, sobretudo, na exposição dos aspetos regulamentares do EC8 relativos aos elementos secundários que afetam tanto a fase de conceção como de dimensionamento na realização de um projeto de estruturas de um edifício, principalmente em tipologias estruturais constituídas por lajes fungiformes.

Antes disso, foi ainda abordado o tema de modelação estrutural relacionado com a utilização de elementos finitos de barra e casca na simulação de paredes e núcleos nos sistemas de contraventamento de um edifício. Procedeu-se a uma análise comparativa entre diversos modelos de um edifício alto idealizado, que apenas se distinguem pelo elemento finito utilizado para a composição dos referidos elementos estruturais, com o objetivo de perceber a qualidade que a modelação por elementos de barra oferecia quando substituía os elementos de casca, uma vez que a quantidade e dificuldade de trabalho que se verificam no tratamento de resultados é significativamente inferior para o primeiro caso relativamente ao segundo. Deste modo, é bastante pertinente analisar a eficiência da modelação por elementos de barra de paredes e núcleos, principalmente na perspetiva das ações horizontais, como foi, neste caso, a ação sísmica.

Posteriormente, foi tratada a questão dos elementos sísmicos secundários, nomeadamente a classificação de elementos estruturais e o seu dimensionamento. Foram apresentados, neste trabalho, diversos critérios para esta classificação, assim como metodologias de dimensionamento, incluindo a exposta pelo EC8, designada no meio profissional como “dimensionamento em resistência”. Em alternativa a este método surge o dimensionamento dos elementos secundários em ductilidade, tendo sido analisada esta possibilidade sob a perspetiva dos edifícios altos com tipologias estruturais em laje fungiforme. Esta análise foi concretizada tendo como objetos de estudo dois casos: o de um edifício idealizado e outro de uma estrutura real, procurando-se perceber a aplicabilidade desta parte do EC8 neste tipo de estruturas.

PALAVRAS-CHAVE: Dimensionamento Sísmico, Ductilidade, Edifício Alto, Edifício de Betão Armado, Elementos de Barra, Elementos de Casca, Elementos Sísmicos Primários, Elementos Sísmicos Secundários, Eurocódigo 8, Laje Fungiforme, Modelação.

ABSTRACT

The application of the Eurocode 8 changed the design offices' approach referring to the seismic design of their structures. One of the main changes compared to the RSA was the seismic-resistant systems hierarchy, making the distinction between the primary and secondary members possible within certain conditions. Although the goal was to simplify the designing of the structural elements, this subject brought some issues which still troubles designers. With this being said, this dissertation focuses on the regulatory aspects of the secondary members that concern both the conception and design phases of a structural project of a building, mainly on structural typologies with flat slabs.

Initially the structural modelation subject was addressed, specifically the use of bar and shell elements on the modeling of the concrete shear walls and cores of a building. An analysis was made between the various models of an ideal tall building, which are distinguished by the finite element used to composed the structural elements referred above. The objective was to understand the quality of modelling with bar elements when replacing the shells, since the workload and difficulty of the data treatment are significantly less. Thus, analyzing the efficiency of modeling walls and cores with bar elements is quite relevant to the matter at hand, mostly on the perspective of horizontal actions such as seismic action.

Finally, the secondary members' issue was dealt with, namely the classification of structural elements and their designing. In this dissertation, many criteria were presented to this classification, as well as designing methods, including the one shown in Eurocode 8, usually referred to as "designing in strength". As an alternative of this method comes the secondary members' designing in ductility, having been analyzed this possibility under the perspective of tall buildings with flat slab typologies. This study was done with two cases, an ideal building and a real structure, having in mind the applicability of this section of the Eurocode 8 in this type of structures.

KEYWORDS: Bar Elements, Ductility, Eurocode 8, Flat Slabs, Primary Members, RC Buildings, Secondary Members, Seismic Design, Shell Elements, Tall Buildings,

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
 1 Introdução.....	 1
1.1. PREÂMBULO.....	1
1.2. OBJETIVOS DO TRABALHO	2
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	2
 2 Enquadramento e Aspetos Regulamentares.....	 3
2.1. ENQUADRAMENTO GERAL DO TRABALHO	3
2.2. TIPOLOGIAS ESTRUTURAIS EM EDIFÍCIOS ALTOS.....	4
2.2.1. ASPETOS DE CONCEÇÃO.....	4
2.2.2. SISTEMAS ESTRUTURAIS	5
2.2.2.1. Paredes Resistentes	5
2.2.2.2. Sistemas Tubulares.....	6
2.2.2.3. Sistemas Outrigger.....	8
2.3. AÇÃO SÍSMICA	8
2.3.1. COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO	9
2.3.2. CLASSES DE DUCTILIDADE	9
2.4. ANÁLISE SÍSMICA	10
2.4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	10
2.4.2. ELEMENTOS PRIMÁRIOS E ELEMENTOS SECUNDÁRIOS	10
2.4.2.1. Elementos Primários	11
2.4.2.2. Elementos Secundários	11
2.4.2.3. Modelação dos Elementos Primários e Secundários	12
 3 Modelação de Elementos de Contraventamento	 13
3.1. INTRODUÇÃO.....	13
3.2. DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO OBJETO DE ESTUDO.....	14
3.3. MODELAÇÃO	15
3.4. DEFINIÇÃO DAS AÇÕES.....	18

3.4.1. CARGAS GRAVÍTICAS	18
3.4.2. AÇÃO SÍSMICA	18
3.5. ANÁLISE COMPARATIVA DAS DIFERENTES MODELAÇÕES	19
3.5.1. ANÁLISE DA RESPOSTA GLOBAL DOS MODELOS	19
3.5.2. ANÁLISE LOCAL DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS E QUANTIFICAÇÃO DE ESFORÇOS	23
3.5.3. ANÁLISE DE MOMENTOS FLETORES DE LIGAÇÃO NA LAJE PARA CARREGAMENTO VERTICAL	27
3.6. CONCLUSÃO.....	31
 4 Elementos Sísmicos Primários e Secundários	 33
4.1. INTRODUÇÃO	33
4.2. ELEMENTOS PRIMÁRIOS VS. ELEMENTOS SECUNDÁRIOS	33
4.3. CLASSIFICAÇÃO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS COMO SECUNDÁRIOS	33
4.3.1. CORTE BASAL.....	34
4.3.2. FORÇAS DE CORTE POR PISO.....	35
4.3.3. DESLOCAMENTOS	35
4.3.4. RAZÃO DE RIGIDEZES.....	37
4.3.5. FREQUÊNCIA	37
4.4. REQUISITOS DE DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS SECUNDÁRIOS.....	38
4.5. OPÇÕES DE DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS SECUNDÁRIOS	40
4.6. APLICAÇÃO DOS CRITÉRIOS DE CLASSIFICAÇÃO AO MODELO IDEALIZADO	42
4.6.1. CORTE BASAL.....	43
4.6.2. FREQUÊNCIA	44
4.6.3. DESLOCAMENTO DO ÚLTIMO PISO	44
4.6.4. RAZÃO DE RIGIDEZES.....	44
4.6.5. CONCLUSÃO	46
4.6.6. MODELO OTIMIZADO	47
4.6.6.1. Corte Basal.....	49
4.6.6.2. Frequência	49
4.6.6.3. Deslocamento do Último Piso	49
4.6.6.4. Razão de Rigidezes	50
4.6.6.5. Conclusão	51
4.7. DIMENSIONAMENTO DA LIGAÇÃO PILAR-LAJE	51
4.7.1. DIMENSIONAMENTO EM RESISTÊNCIA OU DUCTILIDADE	52
4.7.1.1. Obtenção de Esforços de Dimensionamento.....	52

4.7.1.2. Dimensionamento dos Elementos Estruturais	55
4.7.2. DIMENSIONAMENTO EM RESISTÊNCIA.....	56
4.7.3. CONCLUSÃO	59
5 Caso de Estudo	61
5.1. INTRODUÇÃO	61
5.2. DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO	61
5.2.1. MODELAÇÃO ESTRUTURAL	63
5.2.2. AÇÕES	63
5.2.3. ANÁLISE MODAL E SÍSMICA	64
5.3. APLICAÇÃO DOS CRITÉRIOS DE CLASSIFICAÇÃO DE ELEMENTOS SÍSMICOS SECUNDÁRIOS AO CASO DE ESTUDO	68
5.4. DIMENSIONAMENTO DA LIGAÇÃO PILAR-LAJE PARA O CASO DE ESTUDO	70
5.4.1. DIMENSIONAMENTO EM RESISTÊNCIA OU DUCTILIDADE	71
5.4.2. DIMENSIONAMENTO EM RESISTÊNCIA.....	75
5.5. CONCLUSÃO.....	77
6 Conclusões	79
6.1. CONCLUSÕES GERAIS	79
6.2. PROPOSTAS PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	81
Referências	83
ANEXOS	A1

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1 - Hipóteses de sistemas de contraventamento formados por acoplamento de paredes (Taranath, 2010).....	6
Figura 2-2 - Tubo porticado ("Vista aérea do WTC em março de 2001", Jeff Mock)	7
Figura 2-3 - Tubo dentro de tubo (One Shell Plaza, Eric V. Blanchard)	7
Figura 2-4 - Bundled tube (Willis Tower, Wikipedia)	7
Figura 2-5 - Tubo com diagonais de contraventamento (HK Bank of China Tower, WiNG)	7
Figura 2-6 - Funcionamento do sistema outrigger (Taranath, 2010)	8
Figura 3-1 - Planta estrutural do edifício idealizado	14
Figura 3-2 - Modelação da ligação da parede à laje	16
Figura 3-3 - Modelação da ligação do núcleo à laje (e=espessura da parede, h=altura entre pisos) ..	16
Figura 3-4 - Modelo M1A.EF	17
Figura 3-5 - Modelo M1A.P	17
Figura 3-6 - Modelo M1A.N	17
Figura 3-7 - Modelo do núcleo em barra	17
Figura 3-8 - Espectro de resposta de cálculo para a ação sísmica Tipo 1	19
Figura 3-9 - 1º modo de vibração, 1º modo de translação segundo X	20
Figura 3-10 - 2º modo de vibração, 1º modo de translação segundo Y	20
Figura 3-11 - 3º modo de vibração, 1º modo de torção	21
Figura 3-12 - Distribuição de drifts em altura para os 3 modelos a ação sísmica segundo X (a) e Y (b)	22
Figura 3-13 - Momentos m_y na laje nos modelos M1A.EF (a), M1A.N (b) e M1A.P(c)	28
Figura 3-14 - Momentos m_x na laje nos modelos M1A.EF (a), M1A.N (b) e M1A.P(c)	29
Figura 4-1 - Exemplo de planta estrutural irregular	36
Figura 4-2 - Planta estrutural do edifício idealizado, com a identificação dos elementos secundários ..	42
Figura 4-3 - Gráfico da variação da importância dos elementos secundários em relação aos elementos primários no modelo idealizado	46
Figura 4-4 - Planta estrutural do modelo otimizado	48
Figura 4-5 - Gráfico da variação da importância dos secundários em relação aos primários no modelo otimizado	50
Figura 4-6 - Localização do pilar em planta	52
Figura 4-7 - Esquema da ligação pilar-laje	52
Figura 4-8 - Esquema de armaduras longitudinais e transversais nos pilares	55
Figura 4-9 - Espectros de resposta e primeiros modos de translação da estrutura idealizada	59

Figura 5-1 - Planta estrutural do piso 1 do caso de estudo	62
Figura 5-2 - Planta estrutural do piso tipo 7 do caso de estudo	63
Figura 5-3 – Deformada do 1º modo num corte XZ	65
Figura 5-4 – Deformada do 1º modo num corte YZ	65
Figura 5-5 - Deformada do 1º modo em planta.....	65
Figura 5-6 – Deformada do 2º modo num corte XZ	66
Figura 5-7 – Deformada do 2º modo num corte YZ	66
Figura 5-8 - Deformada do 2º modo em planta.....	66
Figura 5-9 - Deformada do 3º modo num corte YZ.....	67
Figura 5-10 - Deformada do 3º modo em planta.....	67
Figura 5-11 - Gráfico da variação de drifts para as combinações sísmicas	68
Figura 5-12 - Esquema de armaduras longitudinais e transversais dos pilares do caso de estudo	73
Figura 5-13 - Espetros de resposta e primeiros modos de translação do caso de estudo	77

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3-1 - Dimensões das secções transversais dos elementos estruturais	15
Quadro 3-2 - Quadro resumo das cargas gravíticas	18
Quadro 3-3 - Quadro resumo da ação sísmica	18
Quadro 3-4 - Frequências para os 3 primeiros modos	20
Quadro 3-5 - Corte basal em cada direção	21
Quadro 3-6 - Esforços basais no núcleo na direção X (a) e Y (b)	23
Quadro 3-7 - Esforços na base da parede PA1	24
Quadro 3-8 - Esforços na base da parede PA2	25
Quadro 3-9 - Esforços na base da parede PA3	25
Quadro 3-10 - Relações de corte basal entre elementos estruturais na direção X (a) e Y (b)	26
Quadro 3-11 - Momentos reduzidos na ligação laje-paredes	30
Quadro 3-12 - Momentos reduzidos na ligação laje-núcleo	30
Quadro 4-1 - Análise modal do modelo idealizado	43
Quadro 4-2 - Aplicação do critério do corte basal no modelo idealizado	43
Quadro 4-3 - Aplicação do critério da frequência no modelo idealizado	44
Quadro 4-4 - Aplicação do critério do deslocamento do último piso no modelo idealizado	44
Quadro 4-5 - Parâmetro da razão de rigidez no modelo idealizado, segundo X	45
Quadro 4-6 - Dimensões das secções transversais dos elementos estruturais do modelo otimizado	48
Quadro 4-7 - Aplicação do critério do corte basal ao modelo otimizado	49
Quadro 4-8 - Aplicação do critério da frequência ao modelo otimizado	49
Quadro 4-9 - Aplicação do critério do deslocamento do último piso ao modelo otimizado	49
Quadro 4-10 - Parâmetro da razão de rigidez no modelo otimizado, segundo X	50
Quadro 4-11 - Coeficientes multiplicativos do piso 5	53
Quadro 4-12 - Esforços de dimensionamento do Pilar P2A para $q=3$	53
Quadro 4-13 - Esforços de dimensionamento do Pilar P2B para $q=3$	54
Quadro 4-14 - Esforços de dimensionamento na laje para $q=3$	54
Quadro 4-15 - Momentos resistentes dos pilares para a combinação sísmica segundo X	56
Quadro 4-16 - Momentos resistentes dos pilares para a combinação sísmica segundo Y	56
Quadro 4-17 - Esforços de dimensionamento do Pilar P2A para $q=1$	56
Quadro 4-18 - Esforços de dimensionamento do Pilar P2B para $q=1$	57
Quadro 4-19 - Esforços de dimensionamento na laje para $q=1$	57

Quadro 4-20 - Esforços e tensões atuantes e resistentes de punçoamento	58
Quadro 4-21 – Acelerações espectrais para $q=3$ e $q=1$, nos dois primeiros modos, na estrutura idealizada	58
Quadro 5-1 - Análise modal do caso de estudo	64
Quadro 5-2 - Aplicação do critério do corte basal ao caso de estudo em X (a) e Y (b)	69
Quadro 5-3 - Aplicação do critério da frequência ao caso de estudo	70
Quadro 5-4 - Efeitos de 2ª ordem para o piso tipo 7	70
Quadro 5-5 - Coeficientes multiplicativos no piso tipo 7	71
Quadro 5-6 - Esforços de dimensionamento do Pilar 1 para $q=3$, do caso de estudo	71
Quadro 5-7 - Esforços de dimensionamento do Pilar 2 para $q=3$, do caso de estudo	72
Quadro 5-8 - Esforços de dimensionamento na laje para $q=3$, do caso de estudo	72
Quadro 5-9 - Momentos resistentes dos pilares para a combinação sísmica segundo X, no caso de estudo	74
Quadro 5-10 - Momentos resistentes dos pilares para a combinação sísmica segundo Y, no caso de estudo	74
Quadro 5-11 - Esforços de dimensionamento do Pilar 1 para $q=1$, do caso de estudo	75
Quadro 5-12 - Esforços de dimensionamento do Pilar 2 para $q=1$, do caso de estudo	75
Quadro 5-13 - Esforços de dimensionamento na laje para $q=1$, do caso de estudo	76
Quadro 5-14 - Esforços e tensões atuantes e resistentes de punçoamento, do caso de estudo	76
Quadro 5-15 - Acelerações espectrais para $q=3$ e $q=1$, nos dois primeiros modos, no caso de estudo	77

1

INTRODUÇÃO

1.1. PREÂMBULO

Balizar a eficiência do comportamento de uma estrutura quando sujeita a um sismo é um dos principais fundamentos de conceção que o regulamento europeu, Eurocódigo 8, veio trazer para o dia-a-dia dos gabinetes de projeto.

A norma introduziu novos conceitos para o projeto de uma estrutura, afetando tanto a fase de conceção como a de dimensionamento, com o objetivo, ainda que aparente, de as simplificar. Sabendo o historial da atividade sísmica em Portugal, principalmente no sul do país, naturalmente que o EC8 foi e continua a ser objeto de estudo por parte dos projetistas nacionais, surgindo questões relativas à sua aplicação.

Assim, este trabalho incide sobre um tema que ainda oferece dificuldades aos profissionais e que diz respeito às duas fases de projeto acima referidas. Trata-se de uma das principais diferenças entre esta norma e o Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes: a hierarquização de sistemas resistentes ao sismo numa estrutura, em sistema primário e secundário. Além disso, será abordado na vertente de edifícios altos, cujo dimensionamento das respetivas estruturas é, usualmente, condicionado pelas ações laterais, como o sismo ou o vento.

Muitas das soluções estruturais que são aplicadas em edifícios altos são compostas por lajes fungiformes, uma vez que estas oferecem a grande vantagem de o pé direito poder ser menor relativamente a tipologias porticadas, o que permite incrementar o número de pisos num edifício para uma mesma altura. No entanto, o EC8 expõe algumas reservas quanto a esta tipologia, nomeadamente na sua resposta ao sismo, pelo que impõe restrições importantes ao projeto que são desenvolvidas nesta dissertação.

Ora são, assim, abordadas as consequências que estas restrições têm para as estruturas, nomeadamente no seu dimensionamento, levantando a questão de que se a simplificação introduzida pelo regulamento afinal não veio dificultar ainda mais a execução de projetos sismo-resistentes.

Sendo esta uma dissertação desenvolvida em ambiente empresarial, o trabalho foi direcionado para uma componente de projeto, com o objetivo de expor as dificuldades sentidas na sua execução e de apresentar algumas alternativas de resolução. Este trabalho foi realizado na empresa A400 – Projetistas e Consultores de Engenharia, Lda. que sempre expôs as questões levantadas pelos seus colaboradores na prática profissional e demonstrou interesse na resolução das mesmas por via desta dissertação.

1.2. OBJETIVOS DO TRABALHO

Ao longo do desenvolvimento deste trabalho procurou-se realizar uma análise completa ao comportamento dinâmico e sísmico de edifícios altos com estrutura em betão armado e de tipologia com laje fungiforme. Esta análise foi ainda enquadrada à luz da regulamentação europeia, atualmente adotada no projeto na maioria dos gabinetes, com o objetivo de perceber a influência da sua aplicação na conceção e dimensionamento da estrutura e compreender a interação entre as normas NP EN 1992 1-1 (CEN, 2010a) e NP EN 1998-1 (CEN, 2010b), daqui em diante designadas por EC2 e EC8, respetivamente.

Além disso, procurou-se fazer a discussão acerca de aspetos relativos ao EC8, como por exemplo a distinção entre elementos sísmicos primários e secundários, com o objetivo de levantar algumas questões pouco abordadas noutros trabalhos.

Por fim, foi abordado o tema da modelação estrutural com a finalidade de otimizar esta tarefa enquadrada no processo de projetar e dimensionar um edifício.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação está dividida em 6 capítulos, sendo o presente correspondente ao primeiro, constituído por um prefácio do trabalho, os seus objetivos e a organização do mesmo.

No capítulo 2, é feito o enquadramento do tema da dissertação relativamente à regulamentação e às tipologias estruturais comuns em edifícios altos. É feita uma exposição das várias soluções estruturais para este tipo de edificações e para outros tipos de materiais de construção além do betão armado. Além disso, são explanados alguns dos conceitos do EC8 mais utilizados neste trabalho relativos à caracterização da ação sísmica, assim como da análise sísmica, nomeadamente os elementos sísmicos primários e secundários.

No capítulo 3, são discutidas alternativas de modelação com o objetivo de substituir elementos de casca por elementos de barra para a modelação de componentes estruturais como núcleos e paredes. A discussão é feita recorrendo a um modelo idealizado com a tipologia estrutural referida já enquadrada com a ação sísmica, onde são comparados vários resultados relativos aos elementos estruturais mencionados por forma a compreender o grau de interferência das diferentes estratégias de modelação.

No capítulo 4, é abordada a distinção entre elementos primários e secundários e o seu impacto na conceção e dimensionamento de uma estrutura do ponto de vista sísmico. É feita uma análise mais detalhada destes conceitos, nomeadamente os processos possíveis de classificação de elementos estruturais, os requisitos que o EC8 impõe nessa classificação e no dimensionamento dos elementos secundários e as opções de dimensionamento que se apresentam ao projetista depois de esmiuçado o regulamento. São também aplicadas as conclusões desta análise ao modelo idealizado.

No capítulo 5, aplicam-se os conceitos e considerações feitos nos capítulos anteriores a um caso de estudo de uma estrutura real, cujo projeto já foi concluído e disponibilizado pela empresa A400, relativo a um edifício de grande altura localizado em Luanda.

Por fim, o último capítulo é constituído pelas conclusões gerais tiradas da avaliação dos resultados dos pontos anteriores. Além disso, são apresentados alguns aspetos que merecem investigação futura e que complementaríamos a presente dissertação.

2

ENQUADRAMENTO E ASPETOS REGULAMENTARES

2.1. ENQUADRAMENTO GERAL DO TRABALHO

A aparência de altura é relativa. Não existe uma definição nem um conjunto de características que permita categorizar um edifício como alto. Numa zona residencial composta apenas por moradias, um prédio de 5 andares pode parecer alto. No entanto, nas grandes cidades dos Estados Unidos da América ou dos Emirados Árabes Unidos, uma estrutura tem de ter pelo menos 75-80 pisos para ser considerada como alta.

Assim, é de simples conclusão que não existe uma definição exata e restrita relativa à constituição de um edifício alto, nem na altura, nem no número de pisos.

No entanto, do ponto de vista do dimensionamento estrutural, é possível considerar um edifício alto quando o cálculo da sua estrutura é condicionado principalmente pelas ações laterais, nomeadamente a limitação das deformações e *drifts* causados por estas. Este condicionamento resulta do facto de os efeitos resultantes das cargas horizontais aumentarem rapidamente com a altura do edifício (Taranath, 2010).

Nesta dissertação é feita uma abordagem a edifícios com alturas compreendidas entre os 25 e os 35 pisos, onde os efeitos das ações horizontais já se tornam condicionantes no seu dimensionamento, nomeadamente o sismo.

A diversidade de materiais utilizados na execução de estruturas de edifícios altos resume-se ao betão armado, ao aço e à composição destes dois, designando as estruturas mistas. A escolha do material está associada a diversos fatores, como por exemplo o prazo de execução, a natureza das ações a que estará sujeito e a arquitetura.

Neste capítulo são ainda referidas, apenas com a propósito de exposição, as diversas tipologias estruturais e as respetivas alturas económicas quando executadas nos diferentes materiais referidos anteriormente, sendo que o desenvolvimento deste trabalho assenta em sistemas estruturais executados exclusivamente em betão armado.

Para que um edifício alto seja bem-sucedido, a estrutura deve apresentar uma tipologia e materiais apropriados à sua altura e configuração, de modo a desenvolver um comportamento adequado e permitir uma construção eficiente. Além disso, a sua organização e aparência devem exibir boa relação com a sua arquitetura (Taranath, 2010).

Do ponto de vista da análise sísmica, as edificações de grande altura podem ter a sua conceção severamente condicionada se estiverem localizadas em zonas mais perigosas em termos de sismicidade. Ainda assim, o incremento da altura de uma estrutura afeta o seu dimensionamento sobretudo ao vento e não tanto ao sismo, uma vez que a ação do vento aumenta com a altura do edifício enquanto que as acelerações espectrais são inferiores para estruturas mais flexíveis.

A aplicação da regulamentação europeia nos projetos de estruturas, particularmente naqueles que dizem respeito ao dimensionamento sísmico de edifícios, alterou significativamente os métodos aplicados

pelos projetistas na produção dos seus trabalhos. Essa transformação, embora já interiorizada pelos gabinetes de projeto, ainda suscita discussões entre a comunidade científica relativamente a diferentes interpretações e formas de abordar esta regulamentação. O Eurocódigo 8 trouxe novos conceitos, verificações a cumprir e disposições construtivas a aplicar que criaram dificuldades de projeto que ainda hoje não geram consenso.

Um dos aspetos de maior debate trata-se de uma nova ideia que a norma introduziu relacionada com a diferenciação da importância dos elementos estruturais responsáveis pela resistência e rigidez do edifício quando sujeito a um sismo, distinguidos entre elementos sísmicos primários e secundários. Enquanto que nos anteriores regulamentos, em Portugal, não existia qualquer escalonamento de sistemas resistentes, esta conceção gerou complexidades de dimensionamento para os dois tipos de elementos sísmicos e a norma é pouco clara nas especificações relativas aos elementos secundários, sendo precisamente este um dos tópicos deste trabalho.

Outro aspeto referido nesta dissertação está ligado à modelação dos sistemas de contraventamento, nomeadamente os núcleos resistentes às ações horizontais. A procura por uma alternativa à modelação com elementos de casca é ainda um objetivo dos projetistas, dado o volume de trabalho que implica, principalmente nos edifícios altos. Este é um tema já mencionado noutros trabalhos, embora neste seja abordado sob a perspetiva da ação sísmica.

Além disso, e ainda em relação ao assunto da modelação, na execução do dimensionamento sísmico de edifícios surgiu a necessidade de serem criados diferentes modelos de cálculo, consequência da distinção entre elementos sísmicos primários e secundários feita pela norma europeia. Desta necessidade surgiu a problemática da compatibilização entre modelos, especialmente se são usados diferentes tipos de elementos finitos em cada modelação.

Relativamente aos elementos secundários, a reduzida clarividência do Eurocódigo 8 no que toca ao seu dimensionamento e verificações de segurança resulta em problemas acrescidos na aplicação da norma, nomeadamente em questões de interpretações e processos de cálculo. Dessa forma, são expostas neste trabalho as dificuldades e questões que surgem no tratamento destes elementos aquando do dimensionamento ao sismo de um edifício alto, sendo este o principal tema desta dissertação.

2.2. TIPOLOGIAS ESTRUTURAIS EM EDIFÍCIOS ALTOS

Na engenharia de edifícios altos são necessários diferentes sistemas estruturais conforme a altura que se pretende atingir. Cada sistema apresenta, portanto, um intervalo de alturas designado económico. Apesar de este intervalo ser relativamente impreciso, uma vez que as ações impostas ao edifício influenciam significativamente o sistema estrutural, o conhecimento das diversas tipologias estruturais e o seu alcance aproximado de aplicação é indispensável para se obter uma solução estrutural adequada (Taranath, 2010).

2.2.1. ASPETOS DE CONCEÇÃO

A escolha pelo tipo de sistema estrutural é influenciada por diversos fatores, sendo que a segurança, o conforto e a economia são os mais relevantes. Além destes, é preciso ter em conta a estética, que pode originar alterações em projeto, como por exemplo o espaçamento de pilares na periferia, mas também a disponibilidade de materiais, o prazo de construção e a experiência do empreiteiro. A função do edifício tem igualmente peso na seleção do tipo de estrutura, nomeadamente no material, uma vez que o betão armado usualmente enquadra-se melhor em edificações destinadas à habitação ou hotelaria do que para

escritórios, em que são necessários vãos maiores para os quais as estruturas metálicas ou mistas oferecem melhores soluções (Sarkisian, 2016).

O objetivo de qualquer projetista na conceção da estrutura de qualquer edifício é encontrar a tipologia estrutural mais eficaz para o edifício em questão. Assim, um edifício alto eficiente em termos estruturais deve seguir alguns princípios (Taranath, 2010):

- As forças de derrube devem ser resistidas por elementos verticais que devem estar colocados o mais afastados possível do centro de massa do edifício;
- As forças gravíticas devem ser direcionadas para esses elementos verticais;
- Estes elementos verticais devem estar interligados por membros estruturais resistentes ao corte, de modo a reduzir o efeito *shear lag*, isto é, a desigual distribuição de esforços por estes elementos quando sujeitos a ações laterais, para que todo o perímetro resista aos momentos derrubadores resultantes das ações laterais;
- Os elementos verticais resistentes às cargas laterais devem estar em compressão.

2.2.2. SISTEMAS ESTRUTURAIS

São apresentadas de seguida algumas tipologias estruturais usadas na conceção de edifícios altos, assim como uma breve exposição do seu comportamento e das alturas económicas para os materiais referidos anteriormente (Sarkisian, 2016).

2.2.2.1. Paredes Resistentes

As paredes dúcteis simples funcionam como uma consola vertical encastrada na base.

Estão usualmente localizadas no centro, próximas das zonas de serviço, como elevadores. Apesar disso, a sua posição pode ser excêntrica ao centro de massa, devendo apresentar resistência à torção quando sujeita às ações do vento e sísmica.

Em sistemas com lajes fungiformes, o acoplamento das paredes apenas por via das lajes tem reduzida capacidade de dissipação de energia. Assim, o contraventamento torna-se adequado quando se interligam paredes entre si ou por vigas com uma altura significativa, formando núcleos ou sistemas de paredes acopladas, respetivamente, tal como representado na figura 2-1. Os casos abordados nesta dissertação dizem respeito a esta tipologia, onde os edifícios analisados apresentam entre 25 a 35 pisos, incluindo o caso de estudo.

Este é um sistema bastante comum na realidade dos edifícios altos em Portugal, uma vez que é bastante económico para edifícios até cerca de 40 pisos executados exclusivamente em betão armado, daí a importância das análises feitas neste trabalho para o gabinete onde foi realizada a dissertação.

Quando as paredes são combinadas com um sistema porticado, a rigidez e resistência da estrutura aumentam, estando o carregamento lateral repartido pelas paredes e os sistemas porticados. Nesta combinação de sistemas estruturais, a altura dos edifícios em betão armado pode subir para 50 pisos.

Em estruturas mistas, este sistema seria executado com paredes resistentes em betão armado e pilares metálicos, onde as paredes resistem à totalidade do carregamento lateral e os pilares apenas às ações gravíticas vindas das lajes mistas. A altura económica para esta solução é cerca de 45 pisos.

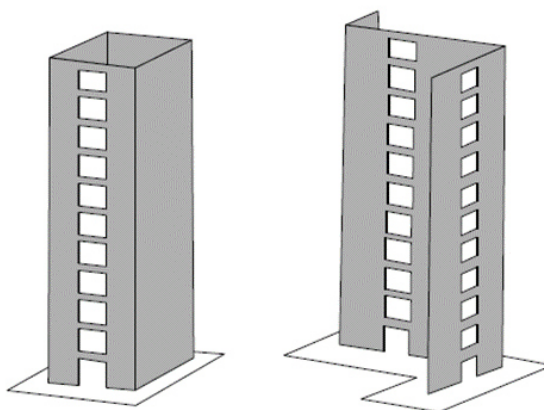


Figura 2-1 - Hipóteses de sistemas de contraventamento formados por acoplamento de paredes (Taranath, 2010)

2.2.2.2. Sistemas Tubulares

Os sistemas tubulares são uma das principais tipologias estruturais resistentes às ações laterais em edifícios altos, tendo sido introduzido por Fazlur Rahman Khan (Fu, 2015).

A ideia é que o edifício seja projetado para funcionar como um cilindro oco encastrado na base, onde a estrutura exterior resiste às ações laterais. Com este sistema estrutural, o objetivo é reduzir o efeito *shear lag*, que constitui a distribuição desigual de esforços pelos pilares quando sujeitos a forças laterais.

Existem quatro tipos principais de sistemas tubulares: tubo porticado, tubo dentro de tubo, tubo *bundled* e tubo com diagonais de contraventamento.

O tubo porticado é o sistema tubular mais usado, que consiste em pilares próximos entre si (aproximadamente de uma distância equivalente ao pé direito) interligados por vigas de elevada rigidez, sendo que quanto maior a altura do edifício, menor será o espaçamento entre pilares. Em estruturas de betão armado a altura económica neste sistema é aproximadamente 55 pisos, nas construções mistas anda à volta dos 65 pisos e com a estrutura em aço, o edifício pode atingir os 90 pisos. Um caso real desta tipologia está representado na figura 2-2.

Com a tipologia de tubo dentro de tubo, a estrutura é constituída por um tubo exterior e um núcleo interior, este último formado por paredes de betão armado ou um tubo metálico contraventado, ligados através do diafragma de piso. O tubo interior tem como função aumentar a resistência e rigidez do sistema, apesar de o tubo externo ter um papel estrutural muito mais relevante que este. Este sistema, construído em betão armado ou formado por estrutura mista, permite atingir entre os 65 e os 75 pisos de altura. Uma estrutura real com esta tipologia é apresentada na figura 2-3.



Figura 2-2 - Tubo porticado ("Vista aérea do WTC em março de 2001", Jeff Mock)



Figura 2-3 - Tubo dentro de tubo (One Shell Plaza, Eric V. Blanchard)

O tubo *bundled* é um conjunto de sistemas tubulares que juntos formam uma estrutura multicelular tubular interligados por cintas treliçadas nos níveis em que a secção do edifício se reduz. Esta ideia introduz pórticos interiores, o que reduz ainda mais o *shear lag*. Em estruturas metálicas é possível atingir os 110 pisos. A figura 2-4 exhibe um emblemático edifício em tubo *bundled*.

As estruturas tubulares com diagonais de contraventamento, tal como a da figura 2-5, permitem pilares mais espaçados. Estes elementos diagonais são introduzidos no perímetro da estrutura e cobrem alturas de vários pisos. A sua utilização aumenta significativamente a eficiência da estrutura, pois reduz a necessidade de material, uma vez que o comportamento das barras deixa de ser dominado pela flexão para estas estarem em compressão ou tração. Para edifícios em betão armado ou em estrutura mista é possível atingir uma altura de 90 pisos e para estruturas metálicas consegue-se construir até aproximadamente 120 pisos.



Figura 2-4 - *Bundled tube* (Willis Tower, Wikipedia)



Figura 2-5 - Tubo com diagonais de contraventamento (HK Bank of China Tower, WiNG)

2.2.2.3. Sistemas *Outrigger*

Este sistema é formado por um núcleo robusto localizado numa zona central, próxima das zonas de serviço, por pilares dispostos no perímetro, de forma semelhante às estruturas tubulares, e pelos *outriggers*.

Outriggers são estruturas rígidas horizontais projetadas para aumentar a rigidez e resistência ao derrube através da ligação entre o núcleo e os pilares periféricos, uma vez que os momentos gerados pelas ações laterais aumentam exponencialmente com a altura do edifício. Estes elementos são geralmente constituídos por paredes de betão armado ou treliças metálicas, com uma altura de dois pisos.

O conjunto pilares-*outriggers* funciona como contraforte do núcleo, gerando trações e compressões nos pilares, conforme o sentido da deformação deste. Além disso, os *outriggers* ajudam a conter o núcleo, reduzindo a sua rotação. O funcionamento desta tipologia encontra-se esquematizado na figura 2-6.

As estruturas mistas ou executadas exclusivamente em betão armado podem atingir os 110 pisos de altura.

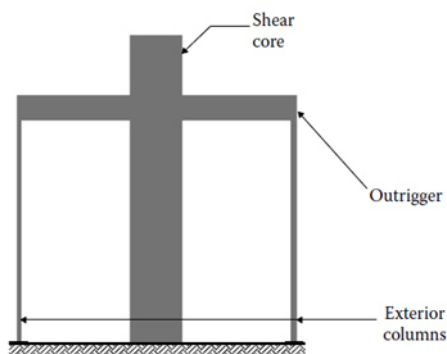


Figura 2-6 - Funcionamento do sistema *outrigger*
(Taranath, 2010)

2.3. AÇÃO SÍSMICA

A ação sísmica é representada por um espectro de resposta elástica de aceleração que pode ter a direção horizontal ou vertical. A sua caracterização depende de vários fatores, como o tipo de terreno (A, B, C, D ou E), o tipo de ação sísmica (1 ou 2), a zona sísmica e o período da estrutura.

Para efeitos de dimensionamento, com o objetivo de considerar o domínio não linear da capacidade da estrutura, é também caracterizado um espectro de cálculo, obtido a partir do elástico pela sua divisão pelo coeficiente de comportamento.

Neste trabalho não será feita uma abordagem mais detalhada em relação a aspetos ligados à ação sísmica referidos acima, como os tipos de terreno, as zonas sísmicas, a caracterização dos espectros e as combinações com outras ações, uma vez que já o foi feito em trabalhos anteriores e estes conceitos já se encontram devidamente compreendidos e implementados nos gabinetes de projeto.

Assim, serão apenas referidos, em seguida, alguns conceitos envolvidos na ação sísmica com maior relevância no desenvolvimento deste trabalho.

2.3.1. COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO

Na determinação do espectro de cálculo da resposta sísmica é tido em conta um parâmetro importante designado por coeficiente de comportamento, q , que permite introduzir numa análise linear da estrutura alguns efeitos do seu comportamento não linear.

A inclusão deste coeficiente consiste em reduzir a ação sísmica, o que possibilita ter em conta a capacidade de dissipação de energia da estrutura primária devida à ductilidade dos seus membros. Utilizar um q maior que a unidade implica a redução dos esforços para os quais os elementos sísmicos primários são dimensionados, sendo necessário dotá-los dessa ductilidade por via de pormenorizações de armaduras que o EC8 dispõe, uma vez que, quanto maior o coeficiente de comportamento considerado, maior a parcela não linear da resposta estrutural, havendo maiores exigências de ductilidade. Assim, este índice está diretamente relacionado com o tipo de estrutura que se vai analisar e a sua capacidade de deformação.

A influência do coeficiente de comportamento no dimensionamento dos elementos primários e secundários é, assim, direta, uma vez que para o sistema primário o cálculo é feito considerando os esforços resultantes da análise com o espectro de cálculo e para o sistema secundário o dimensionamento pode ser feito tanto em resistência como em ductilidade, em que no primeiro o coeficiente de comportamento é unitário e no segundo é igual ao da estrutura.

O cálculo do coeficiente de comportamento depende, portanto, da classe de ductilidade que vai ser atribuída à estrutura, além da regularidade e do tipo de sistema estrutural resistente ao sismo.

2.3.2. CLASSES DE DUCTILIDADE

A classe de ductilidade a conferir a uma estrutura está diretamente relacionada com a sua capacidade de dissipação de energia quando sujeita a ações de caráter cíclico.

O EC8 expõe três classes diferentes (DCL, DCM e DCH), que têm influência direta no valor do coeficiente de comportamento.

Na classe DCL, os edifícios são projetados para uma capacidade de dissipação e ductilidade baixas, podendo ser apenas sujeitos às regras de dimensionamento da EN 1992-1-1 (EC2), mesmo na situação de projeto sísmica, desde que respeite os requisitos relativos aos materiais, ao coeficiente de comportamento e à sismicidade da zona em questão, que deve ser baixa.

Nas classes DCM e DCH, os edifícios são projetados com o objetivo de que os modos de rotura dúcteis antecedeam os frágeis, habilitando os elementos estruturais de ductilidade através de disposições específicas impostas pelo EC8 que serão abordadas neste trabalho. Em ambas as classes, a estrutura desenvolve mecanismos associados à dissipação histerética de energia.

A capacidade de dissipação histerética de uma estrutura está associada à resposta não linear desta e é tida em conta, numa análise linear elástica, através do valor do coeficiente de comportamento. Esta capacidade de dissipação relaciona-se com a capacidade de deformação do edifício. Este tipo de dissipação é consequência do caráter cíclico da ação sísmica.

Nas estruturas de classe DCL, apenas é considerada alguma dissipação histerética de energia, pelo que o coeficiente de comportamento está limitado superiormente. Além disso, esta classe também não deve ser considerada no projeto de edifícios altos dada a importância das ações laterais para estas estruturas.

(Dias, 2008) refere que, apesar de o dimensionamento para a classe de ductilidade baixa permitir uma economia de tempo em projeto, em estruturas altas, onde a economia de material tem um papel

importante, a opção pela classe de ductilidade média deve ser ponderada, uma vez que pode traduzir numa economia substancial de armadura, sendo que será esta a adotada neste trabalho.

2.4. ANÁLISE SÍSMICA

A análise sísmica de um edifício trata-se de um processo bastante complexo e de um trabalho extenso para satisfazer tanto verificações como disposições construtivas que o regulamento europeu impõe.

Neste subcapítulo, são abordados alguns dos aspetos mais relevantes de conceção e dimensionamento da estrutura de um edifício para a situação de projeto sísmica. Alguns temas são pouco aprofundados, uma vez que se entende que o conhecimento destes não oferece quaisquer dúvidas para o projetista, enquanto que outros, tais como a modelação e os sistemas primário e secundário são estudados com mais detalhe, pois são o foco deste trabalho.

2.4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A conceção, projeto e construção de estruturas deve obedecer aos dois requisitos fundamentais expostos no Eurocódigo 8: não ocorrência de colapso e limitação de danos. O requisito da limitação de danos diz respeito a uma ação sísmica com probabilidade de ocorrência maior que a ação de cálculo referente ao requisito de não colapso e consiste em limitar superiormente os deslocamentos relativos entre pisos. Esses limites dependem do tipo de elementos não estruturais presentes no edifício. Os deslocamentos são calculados considerando já o efeito do coeficiente de comportamento adotado para a análise sísmica.

Existem diversos procedimentos de análise dos efeitos da ação sísmica, lineares ou não, sendo que o regulamento apresenta um como o “método de referência”, que é o da análise modal por espectro de resposta. Trata-se de um processo que utiliza um modelo elástico linear da estrutura e o espectro de cálculo já referido anteriormente.

Poderá haver a necessidade de o modelo da estrutura a ser analisado ter de ser obrigatoriamente espacial nos casos em que a regularidade em planta do edifício não se verifique. Nestas situações, o coeficiente de comportamento também é afetado, sendo o seu valor reduzido. Apesar disso, é já corrente nos gabinetes de projeto o modelo de cálculo ser tridimensional, independentemente da regularidade em planta e altura.

Os critérios de regularidade e os restantes métodos de análise não serão abordados nesta dissertação, uma vez que já foram devidamente explicados e comentados em trabalhos anteriores.

2.4.2. ELEMENTOS PRIMÁRIOS E ELEMENTOS SECUNDÁRIOS

A NP EN 1998-1-1 apresenta definições para os termos que introduziu nos projetos de estruturas para resistência aos sismos, os elementos sísmicos primários e secundários.

Os elementos sísmicos primários são definidos como os elementos que fazem parte do sistema estrutural resistente à ação sísmica, modelados na análise para a situação de projeto sísmica e totalmente projetados e pormenorizados para resistência aos sismos de acordo com as regras da EN 1998.

Os elementos sísmicos secundários são definidos como elementos não considerados como fazendo parte do sistema resistente à ação sísmica e cuja resistência e rigidez às ações sísmicas são desprezadas.

Assim, a diferenciação numa estrutura em elementos primários e secundários vai depender da rigidez lateral de cada um e do agrupamento feito entre membros estruturais. O EC8 permite, portanto, que se

classifiquem alguns elementos como secundários desde que a sua contribuição total para a rigidez lateral não seja superior a 15% da rigidez dos elementos considerados como primários.

No entanto, a escolha em elementos primários e secundários tem outra limitação, uma vez que não se pode classificar membros como secundários com o objetivo de mudar a classificação da estrutura de irregular para regular.

2.4.2.1. Elementos Primários

Os elementos que fazem parte do sistema resistente à ação sísmica são todos aqueles que não foram escolhidos como elementos secundários. Estes devem ser projetados e pormenorizados para a resistência ao sismo de acordo com as disposições apresentadas na NP EN 1998-1-1, que têm como objetivo dotar os elementos primários de ductilidade adequada para que a estrutura apresente ductilidade global e mecanismos associados a grande dissipação de energia.

Para evitar mecanismos frágeis, os elementos primários são dimensionados não para o esforço transversal resultante da análise estrutural, mas sim para o máximo esforço transversal que fisicamente podem desenvolver. Com este processo de dimensionamento um elemento não atinge a rotura por corte antes e depois da formação de rótulas plásticas nas secções que afetam o valor de esforço transversal (Fardis, 2005).

Este método de cálculo, designado por cálculo pela capacidade real, ou Capacity Design, é mencionado no EC8 como um requisito de desempenho. Este é utilizado para garantir um mecanismo plástico, assegurando a localização pretendida para as rótulas plásticas, e evitar modos de rotura frágeis, estabelecendo uma hierarquia de resistência para os vários componentes estruturais e modos de colapso.

2.4.2.2. Elementos Secundários

Apesar de o Eurocódigo 8 ser explícito na definição das funções que os elementos sísmicos secundários devem apresentar, o seu processo de dimensionamento é escassamente mencionado quando comparado com o dos elementos primários. O EC8 apenas clarifica que estes elementos e as suas ligações devem ser dimensionados e pormenorizados de modo a manter a função de suporte das forças gravíticas quando sujeitos aos deslocamentos devidos à situação de projeto sísmica mais desfavorável, onde também deverão ter-se em conta os efeitos globais de segunda ordem, P- Δ .

Uma vez que este grupo de membros tem um papel diferente do sistema primário, não sendo considerada a sua contribuição para a rigidez lateral da estrutura ao sismo, não é necessário que obedeam aos mesmos requisitos que os elementos primários.

Sendo o EC8 pouco claro e restrito quanto ao processo de dimensionamento a adotar para os elementos secundários, é frequente verificar-se a aplicação de diferentes metodologias em projeto. Entre as mais utilizadas pelos gabinetes de projeto surgem o dimensionamento em resistência e em ductilidade, que são discutidos com mais detalhe nos capítulos mais adiante neste trabalho. Estas metodologias diferem, em termos regulamentares, nas disposições que devem cumprir, sendo que, pelo dimensionamento em resistência, apenas é necessário obedecer às regras de armaduras do EC2, enquanto que no dimensionamento em ductilidade é também preciso respeitar as secções 5 a 9, conforme o material utilizado.

Outro assunto que o Eurocódigo 8 aborda superficialmente está relacionado com as lajes fungiformes. O regulamento apenas expõe o pouco conhecimento que existe acerca deste sistema estrutural, considerando que não tem grande capacidade de dissipação de energia, pelo que não recomenda que

estas lajes sejam utilizadas como parte do sistema primário. Como a laje fungiforme é um sistema estrutural abordado neste trabalho, este tema é objeto de estudo nos capítulos posteriores.

2.4.2.3. Modelação dos Elementos Primários e Secundários

O EC8 expõe que o dimensionamento dos elementos sísmicos primários é obtido a partir de um modelo de cálculo onde a rigidez lateral dos elementos secundários é desprezada. Além disso, a rigidez à flexão e ao esforço transversal dos membros primários deve corresponder à sua rigidez fendilhada, simplificada como 50% da rigidez não fendilhada.

Deste modelo são determinadas as deformações máximas devidas à situação de projeto sísmica que servem de base ao dimensionamento do sistema secundário. A estrutura secundária é então avaliada com um modelo que já considera a contribuição dos elementos secundários para a rigidez lateral, ainda que a sua rigidez à flexão e ao esforço transversal também corresponda à rigidez fendilhada. Desta forma, avalia-se a deformada da estrutura na situação de projeto sísmica tendo em conta a rigidez de todos os elementos estruturais; deformada esta que serve de base ao dimensionamento dos elementos secundários.

Existem assim dois modelos de análise sísmica para o cálculo da estrutura, um usado para dimensionar o sistema primário e outro para o secundário.

3

MODELAÇÃO DE ELEMENTOS DE CONTRAVENTAMENTO

3.1. INTRODUÇÃO

Para elementos constituintes do sistema de contraventamento de uma estrutura em betão armado, digam-se paredes e núcleos, é exigida uma análise rigorosa que deve respeitar os requisitos de regulamentos como o EC2 e, principalmente, o EC8, onde são impostas envolturas de esforços na situação de dimensionamento sísmico. Ao nível do projeto, é necessário encontrar formas de modelação desses elementos estruturais de modo a obter estes esforços em menor tempo e sem perdas significativas de precisão que comprometam a exigência do trabalho.

A prática mais comum de modelar tanto paredes como núcleos é recorrer a elementos finitos de casca de quatro nós, que é o mesmo procedimento de modelação de lajes. Tendo os cuidados necessários aquando da construção do modelo, como por exemplo a ligação das vigas (em elemento de barra) às paredes ou núcleos, esta forma permite reproduzir adequadamente o comportamento de uma estrutura tanto para ações verticais como para horizontais. Apesar de ser o modelo mais correto para se obter o comportamento e os esforços globais da estrutura, existem desvantagens na utilização de elementos de casca nas paredes ou nos núcleos.

Uma delas surge quando se procede ao dimensionamento destes elementos, em que é necessário obter os esforços instalados. Para o conseguir, o projetista deve recorrer à integração de esforços para cada secção que pretende saber as forças ou tensões aplicadas. Esta é uma tarefa demorada e extensa quando a quantidade destes elementos é considerável e ainda mais em edifícios altos, em que é necessário proceder a esta tarefa em todos os pisos. Se a modelação destes componentes fosse feita através de elementos de barra, a obtenção de esforços ou tensões seria direta.

Outra desvantagem de modelar paredes e núcleos através de elementos de casca está presente na aplicação do EC8. O regulamento, tal como foi mencionado anteriormente, impõe que o modelo de cálculo utilizado no dimensionamento dos elementos primários e secundários apresente a rigidez destes à flexão e ao corte correspondente à fase fendilhada, que simplificadamente pode ser considerada 50% da fase não fendilhada. Ora é precisamente na satisfação desta condição que se encontra a segunda desvantagem do emprego dos elementos de casca, uma vez que não é possível alterar a sua rigidez de flexão e de esforço transversal sem reduzir também a rigidez axial. Mais uma vez, este é um obstáculo facilmente ultrapassável se ao invés forem utilizados elementos de barra.

É, portanto, notório que se fosse possível substituir a modelação de paredes e núcleos (ou pelo menos um deles) em elementos de casca por elementos de barra sem perder a precisão de resultados de forma significativa das respostas tanto para cargas verticais como para horizontais, isto representaria uma poupança de tempo e esforço de trabalho para o projetista.

Para perceber se tal é possível, será feita uma análise comparativa entre vários modelos relativos à mesma estrutura. Análise esta que é dividida em vários níveis:

- Comparação da resposta global entre os diferentes modelos;
- Análise local dos vários elementos estruturais constituintes do sistema de contraventamento quando sujeito a uma ação sísmica;
- Análise da ligação núcleo-laje e parede-laje para uma situação de carga vertical.

3.2. DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO OBJETO DE ESTUDO

A análise das diversas metodologias de modelação dos elementos de contraventamento foi aplicada a um edifício idealizado considerado regular em altura e planta, cuja planta estrutural do piso tipo se apresenta na figura 3-1.

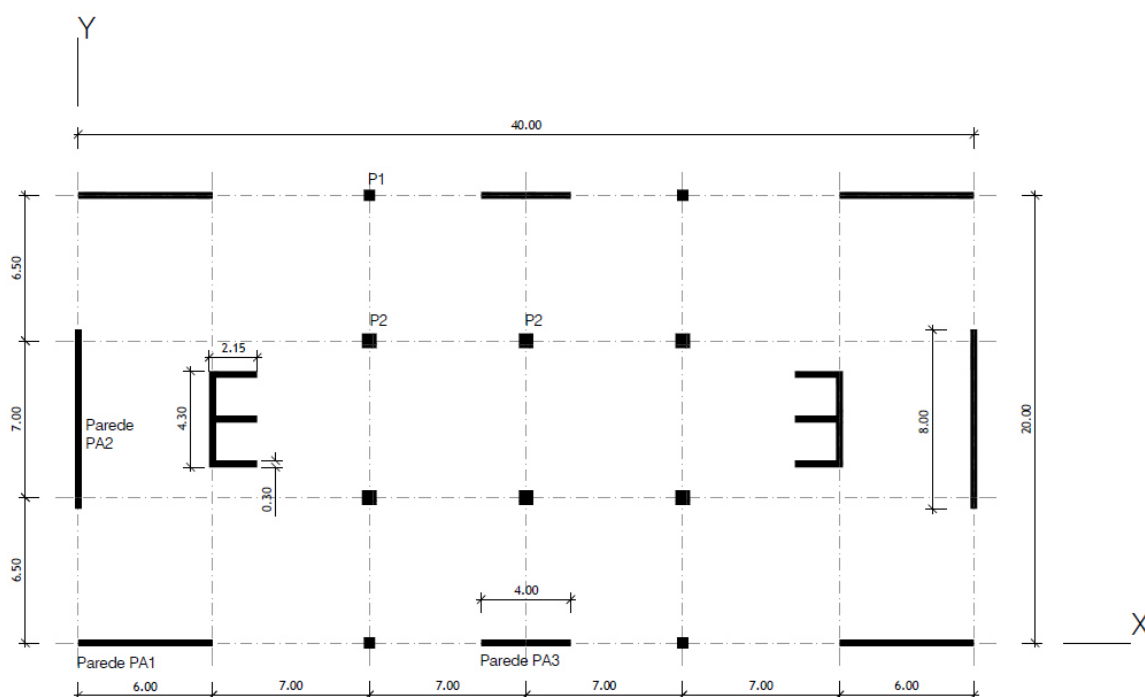


Figura 3-1 - Planta estrutural do edifício idealizado

A edificação é formada por 25 pisos, com um pé direito regular de 3 m, totalizando uma estrutura com 75 m de altura. Esta é formada por um conjunto de 8 paredes dispostas nas duas direções, 2 núcleos, 10 pilares divididos em dois grupos relativamente à sua secção e lajes fungiformes maciças sem presença de capitéis. As dimensões dos núcleos estão representadas na planta, assim como o comprimento das paredes. As restantes dimensões são apresentadas de seguida no quadro 3-1, onde é possível observar a variação das secções dos pilares em altura.

Quadro 3-1 - Dimensões das secções transversais dos elementos estruturais

Elemento estrutural	Pisos	Dimensão [m]
Pilar P1 (b × b)	0 – 5	0.65 × 0.65
	5 – 10	0.55 × 0.55
	10 – 15	0.50 × 0.50
	15 - 20	0.40 × 0.40
	20 - 25	0.35 × 0.35
Pilar P2 (b × b)	0 – 5	0.90 × 0.90
	5 – 10	0.80 × 0.80
	10 – 15	0.65 × 0.65
	15 - 20	0.60 × 0.60
	20 - 25	0.40 × 0.40
Paredes (e)	0 – 25	0.30
Lajes Fungiformes maciças (e)	0 – 25	0.25

Foi considerada uma classe do betão C35/45 para todos os elementos estruturais.

Refira-se, desde já, que é notória a importância das paredes e núcleos na estrutura em comparação com os pilares, sendo particularmente relevante o papel das paredes na rigidez da estrutura na direção X, uma vez que existe uma grande extensão de paredes cujas secções estão orientadas na maior inércia segundo X. Além disso, é possível prever uma distribuição de rigidez lateral que possibilite agrupar os pilares como elementos secundários e os núcleos e paredes como primários, dada a diferença de rigidez destes elementos e a impossibilidade de considerar os pilares como primários dada a tipologia em laje fungiforme.

3.3. MODELAÇÃO

A partir da estrutura apresentada anteriormente serão comparados três modelos distintos na forma de modelar os núcleos e as paredes, tendo apenas em comum o facto de os pilares estarem representados como elementos de barra e as lajes como elementos de casca. Um modelo é construído com elementos finitos de casca também nas paredes e nos núcleos e, pelas razões apresentadas anteriormente, é considerado a referência na comparação com os outros dois modelos. Este será designado daqui para a frente como M1.EF. Os restantes apresentam a particularidade de terem modelados como elementos de barra os núcleos ou as paredes, sendo referenciados por uma designação com a última letra relativa ao elemento modelado com barra (N – núcleo e P – parede). Assim, são denominados como M1.N e M1.P.

A modelação dos núcleos e paredes requer a utilização de artifícios para que seja feita a correta compatibilização com os elementos de casca das lajes e se consiga representar da melhor forma possível propriedades mecânicas que caracterizam os contraventamentos. Os procedimentos adotados partem do conhecimento adquirido de trabalhos anteriores, (Paulino, 2011) e (Carvalho, 2012), sendo o objeto e as condições de comparação diferentes dos demonstrados nestes.

Na representação de paredes dúcteis, segundo (Paulino, 2011), a simulação com elementos de barra deve ser constituída por uma barra vertical, com as configurações geométricas da parede, situada no centro geométrico desta e por outra rígida (inércias de flexão e torção infinitas e massa e área desprezáveis) horizontal ao nível de cada piso. Estas barras rígidas são introduzidas na modelação com o objetivo de fazer uma correta compatibilização entre a barra central (com as propriedades da parede) e os elementos de casca da laje, principalmente ao nível das deformações. Os nós destas barras devem ser coincidentes

com os dos elementos de casca que constituem a laje na zona da ligação à parede. A disposição dos elementos referidos acima é a seguir apresentada na figura 3-2.

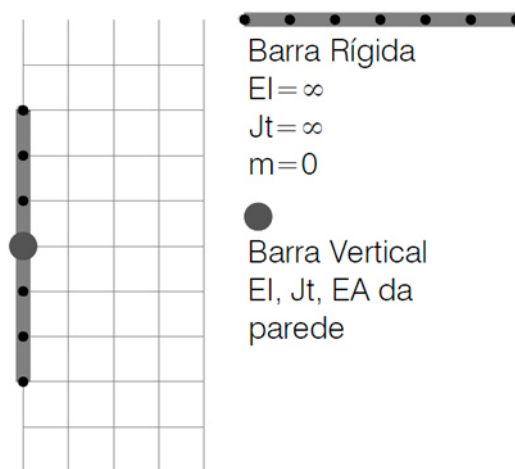


Figura 3-2 - Modelação da ligação da parede à laje

Uma das reproduções possíveis dos núcleos por elementos de barra, exposta por (MacLeod, 1990) e utilizada por (Carvalho, 2012), recorre a uma única barra como representação da secção do núcleo, com as suas propriedades mecânicas e situada no seu centro geométrico, juntamente com outros dois tipos de barras por necessidade de compatibilizar as deformações dos nós e introduzir o efeito da ligação da parede à laje. Para tal são utilizadas barras de ligação e barras rígidas com as mesmas propriedades das utilizadas para as paredes. Estas barras de ligação são colocadas nos bordos de ligação do núcleo à laje, fazendo o contorno sobre as paredes que constituem o U, e devem ter uma rigidez de torção compatível com a rigidez de flexão fora do plano destas paredes. A principal limitação desta modelação está relacionada com o centro de corte do núcleo, que com este procedimento coincide com o centro geométrico, o que na realidade não se verifica. A explicação e justificação deste tipo de modelação encontram-se devidamente expostos no trabalho de (Carvalho, 2012). A disposição dos elementos referidos acima é a seguir apresentada na figura 3-3.

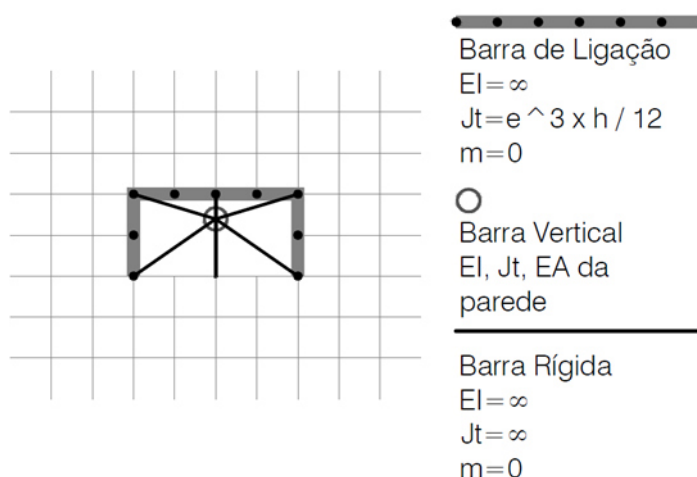


Figura 3-3 - Modelação da ligação do núcleo à laje (e =espessura da parede, h =altura entre pisos)

Em todas as modelações, foram considerados diafragmas rígidos ao nível de cada piso através da atribuição de *constraints*.

De seguida são exibidos os três modelos explanados acima numa vista 3D, nas figuras 3-4 a 3-7.

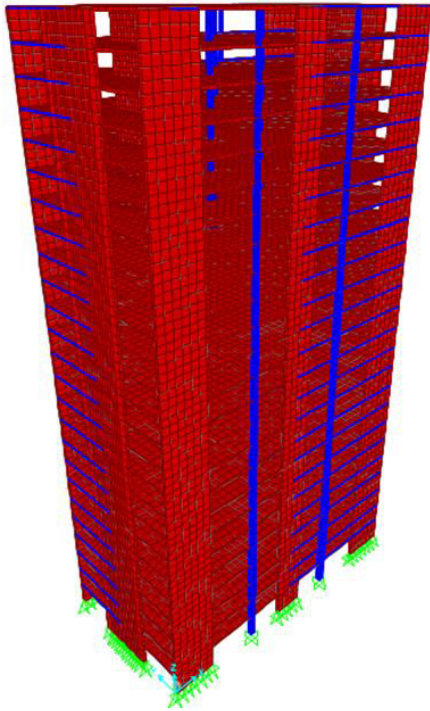


Figura 3-4 - Modelo M1A.EF

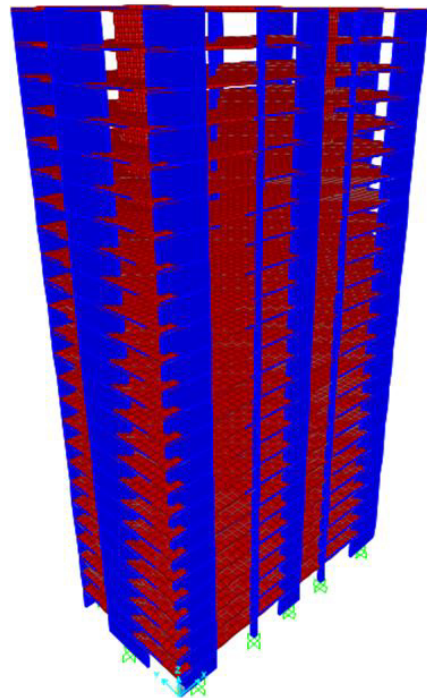


Figura 3-5 - Modelo M1A.P

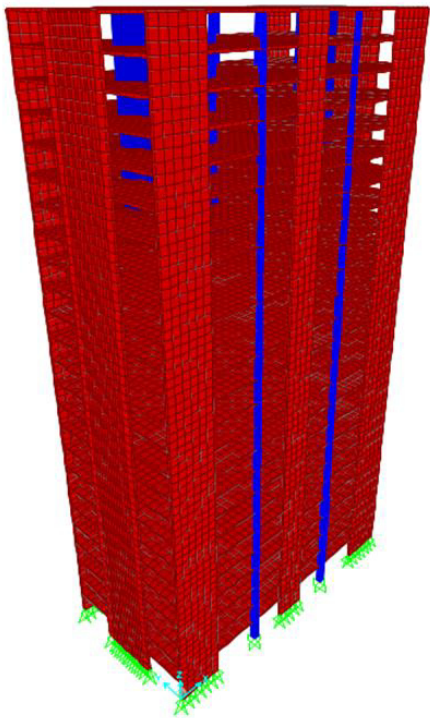


Figura 3-6 - Modelo M1A.N



Figura 3-7 - Modelo do núcleo em barra

3.4. DEFINIÇÃO DAS AÇÕES

Relativamente às ações consideradas nesta análise, o edifício foi submetido apenas a um conjunto de ações gravíticas, incluindo peso próprio, restantes cargas permanentes e sobrecarga, e a ação sísmica.

De referir, antes de mais, que a convenção de sinais aplicada aos esforços apresentados neste trabalho é de acordo com a Resistência de Materiais.

3.4.1. CARGAS GRAVÍTICAS

Além das ações uniformemente distribuídas por área indicadas no quadro 3-2, foi ainda considerada uma carga linear uniformemente distribuída pelo perímetro do edifício em todos os pisos, com um valor de 10 kN/m, representando o valor do peso próprio das fachadas.

Quadro 3-2 - Quadro resumo das cargas gravíticas

Peso Próprio	Restantes Cargas Permanentes	Sobrecarga
$\gamma=25 \text{ kN/m}^3$	4 kN/m^2	$2 \text{ kN/m}^2 (\Psi=0.3)$

3.4.2. AÇÃO SÍSMICA

Na caracterização da ação sísmica foi definido que o edifício estaria localizado em Lisboa, a sua classe de importância corresponderia a um edifício corrente (Classe II) e o terreno seria do tipo C.

Para a quantificação do coeficiente de comportamento procedeu-se de acordo com a classe de ductilidade DCM, considerando o sistema estrutural como de paredes não acopladas, logo $q_0=3.0$. Para finalizar o cálculo de q , determinou-se k_w , resultando num valor superior a 1, logo $k_w=1.0$. Assim, o coeficiente de comportamento considerado foi $q=3.0$.

De referir ainda que é apresentada neste trabalho apenas a ação do tipo 1 que se revelou ser a mais condicionante. Deste modo, a ação sísmica imposta à estrutura é constituída pelos seguintes parâmetros representados no quadro 3-3:

Quadro 3-3 - Quadro resumo da ação sísmica

Ação Sísmica Tipo 1	
Localização	Lisboa
Tipo de terreno	C
Zona	1.3
$a_{gR} [\text{m/s}^2]$	1.5
γ_I	1.0
$a_g [\text{m/s}^2]$	1.5
q	3.0
S_{max}	1.6
S	1.5
T_B	0.1
T_C	0.6
T_D	2.0
$\xi (\%)$	5.0
η	1.0

Pelos valores do quadro, o espectro de resposta de cálculo resultante para a ação sísmica tipo 1 é o indicado na figura 3-8.

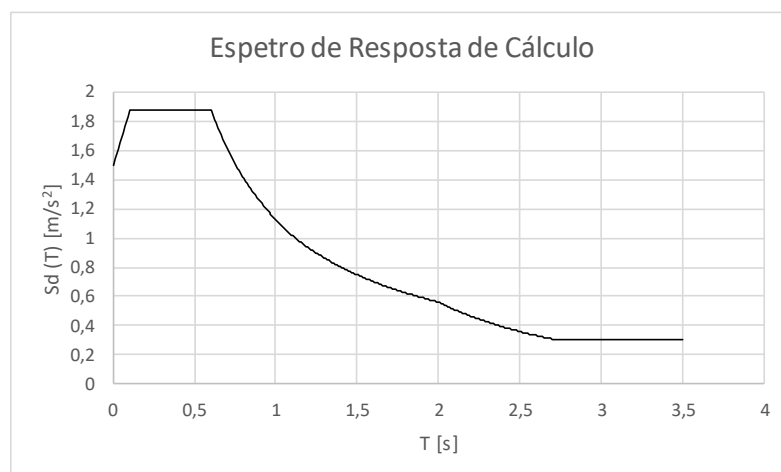


Figura 3-8 - Espectro de resposta de cálculo para a ação sísmica Tipo 1

3.5. ANÁLISE COMPARATIVA DAS DIFERENTES MODELAÇÕES

Os três modelos são analisados neste subcapítulo de acordo com três níveis de comparação distintos. Inicialmente, a comparação incidiu em parâmetros de âmbito global, onde são estudadas as frequências dos principais modos, o corte basal resultante da ação sísmica e os *drifts* resultantes desta mesma ação. O objetivo passa por perceber o impacto das diferentes modelações na resposta global da estrutura ao sismo e o seu comportamento dinâmico.

O segundo grau comparativo consiste numa análise local, nomeadamente ao nível de cada elemento estrutural, onde se pretende perceber a importância de cada um na rigidez lateral da estrutura, e dos grupos de elementos considerados primários e secundários.

O último nível de comparação está relacionado com a resposta dos elementos de barras na ligação da laje aos elementos verticais, como as paredes e os núcleos, no qual se quer avaliar a eficiência destes, determinando os referidos momentos de ligação resultantes de ações verticais.

3.5.1. ANÁLISE DA RESPOSTA GLOBAL DOS MODELOS

A primeira comparação parte de uma análise modal feita aos três modelos, da qual se apresentam, no quadro 3-4, apenas as frequências correspondentes aos 3 primeiros modos de vibração considerados principais, uma vez que a massa modal efetiva mobilizada acumulada em cada um é de aproximadamente 67%. Para todos os modelos, estes modos correspondem, respetivamente, a translações segundo X e Y e torção. As deformadas em planta destes modos encontram-se representadas nas figuras 3-9 a 3-11.

De referir também que os segundos modos de translação, tanto em X como em Y, correspondem a frequências consideravelmente mais elevadas que as dos primeiros e apresentam ainda uma importância significativa, pois a massa modal mobilizada ronda os 15% para as duas direções. Consequentemente, estes modos têm uma participação com alguma importância no corte basal da estrutura.

No quadro 3-4, são avaliados os valores das frequências dos modelos M1A.N e M1A.P e as suas diferenças para os resultados do modelo de referência M1A.EF representadas nas colunas Δ .

Quadro 3-4 - Frequências para os 3 primeiros modos

Modo / Modelo	M1A.EF [Hz]	M1A.N [Hz]	Δ (%)	M1A.P [Hz]	Δ (%)
1º (em X)	0,298	0,301	1,11%	0,299	0,41%
2º (em Y)	0,322	0,323	0,39%	0,322	0,19%
3º (torção)	0,430	0,424	-1,42%	0,427	-0,70%

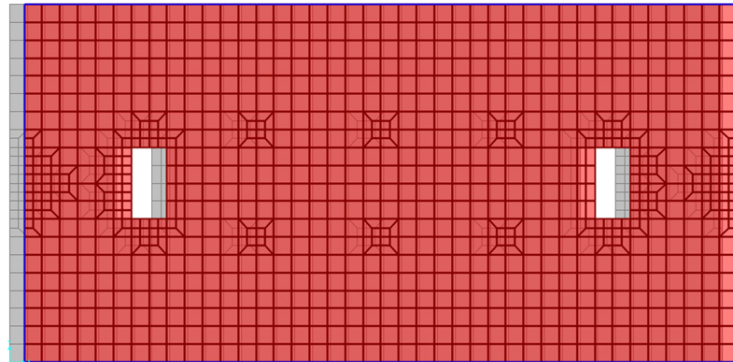


Figura 3-9 - 1º modo de vibração, 1º modo de translação segundo X

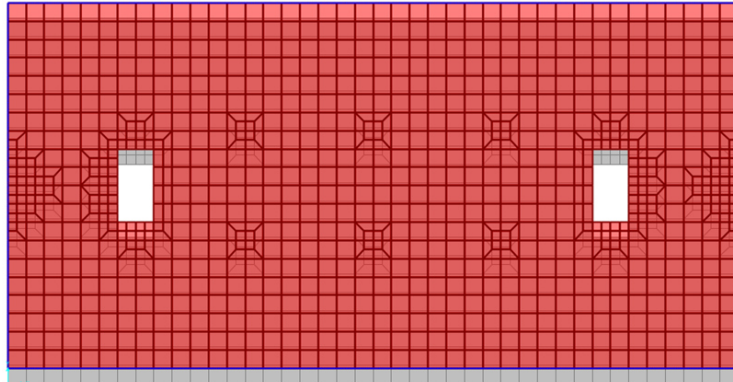


Figura 3-10 - 2º modo de vibração, 1º modo de translação segundo Y

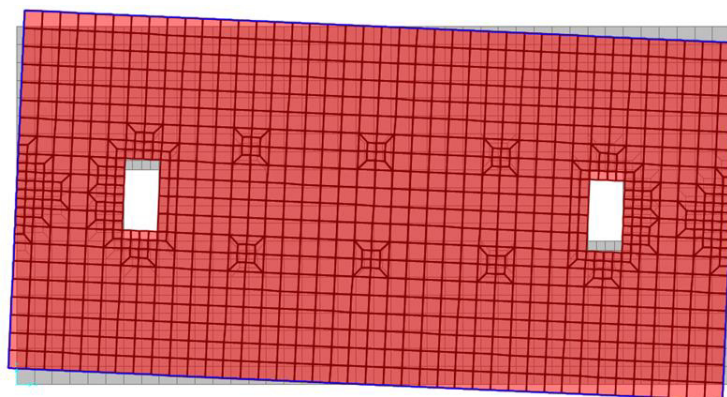


Figura 3-11 - 3º modo de vibração, 1º modo de torção

Pelos resultados apresentados, ambos os modelos com os elementos de contraventamento materializados com barra exibem variações muito reduzidas, o que significa que globalmente todos apresentam sensivelmente a mesma rigidez. Menciona-se também que as variações das frequências dos restantes modos têm a mesma ordem de grandeza, o que reforça a ideia de um comportamento dinâmico idêntico.

A segunda comparação consiste na observação do corte basal, exposto no quadro 3-5, de cada estrutura quando sujeita a uma combinação com ação sísmica definida pela expressão

$$E_d = \sum_j G_{\kappa,j} + \sum_i \psi_{2,i} Q_{\kappa,i} + A_{Ed} \quad (3.1)$$

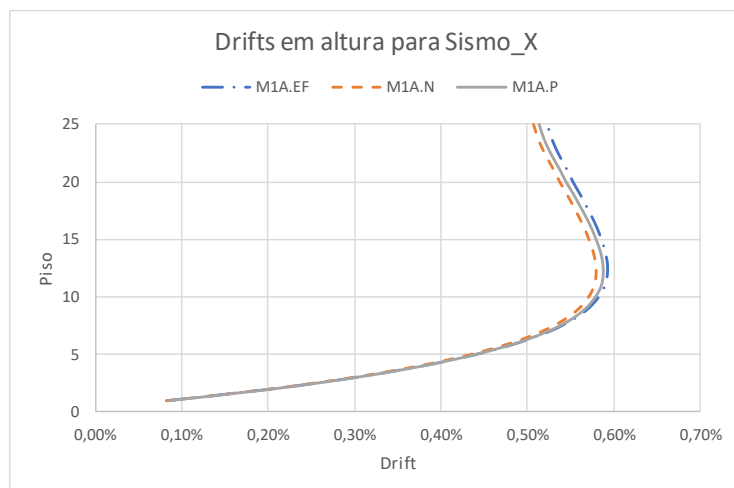
Esta ação sísmica foi aplicada nas duas direções separadamente, sem qualquer tipo de combinação entre direções, uma vez que se pretende obter uma resposta do modelo clara segundo cada direção. Assim, cada uma destas combinações são designadas à frente como Sismo_X e Sismo_Y.

Quadro 3-5 - Corte basal em cada direção

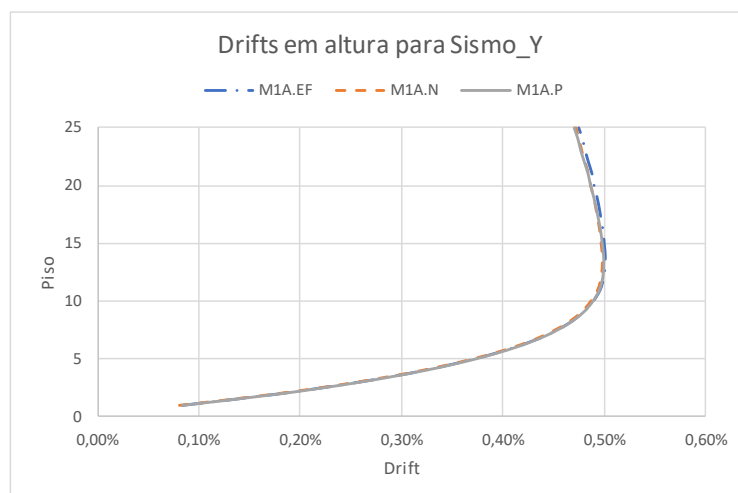
		M1A.EF	M1A.N	Δ (%)	M1A.P	Δ (%)
Sismo_X	Fx [kN]	9147	9138	-0,10%	9132	-0,16%
Sismo_Y	Fy [kN]	9908	9901	-0,07%	9870	-0,38%

Novamente se conclui por estes resultados que os três modelos têm um comportamento do ponto de vista global muito semelhante, uma vez que o corte basal praticamente não tem variações. Estes valores estão também em concordância com a grande proximidade de frequências apresentada antes.

Finalmente, de modo a encerrar este primeiro nível de comparação, foram determinados os *drifts* em todos os pisos para os três modelos quando aplicados os casos de carga indicados acima, com o intuito de perceber a distribuição de grandeza destes. Os resultados são apresentados na figura 3-12.



a)



b)

Figura 3-12 - Distribuição de *drifts* em altura para os 3 modelos a ação sísmica segundo X (a) e Y (b)

É mais uma vez notória a grande semelhança entre os três casos, onde se observa que os valores máximos do *drift* se situam praticamente nos mesmos pisos. Apesar disso, é revelada uma maior aproximação do modelo M1A.P para o de referência para a ação sísmica na direção X.

Em jeito de conclusão relativamente a esta primeira comparação, observa-se que tanto o modelo M1A.N e M1A.P são aceitáveis como alternativa do modelo de referência. Do ponto de vista global, estar a modelar núcleos e paredes como barras não afeta a resposta da estrutura em termos de frequências, corte basal total e deslocamentos relativos.

Foi ainda estudada uma outra alternativa de modelação que reunia as soluções de núcleos e paredes modelados em barras que foram comparadas. Ainda que tivesse acumulado as variações resultantes de M1A.N e M1A.P, esta apresentou resultados aproximados, logo pode ser uma escolha viável.

3.5.2. ANÁLISE LOCAL DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS E QUANTIFICAÇÃO DE ESFORÇOS

Nesta secção pretende-se confrontar os esforços obtidos nos núcleos e nas paredes que têm interesse do ponto de vista do dimensionamento destes elementos estruturais, com o propósito de saber se a precisão do trabalho do projetista não é afetada pela intenção de economizar tempo de trabalho ao optar pela modelação com elementos de barra. Além destes, serão também comparadas relações entre corte basal de cada membro estrutural e o total, de modo a perceber a importância de cada um na resposta da estrutura e se essa é alterada pelo tipo de modelação, e também entre o corte basal dos elementos secundários e dos primários, com o objetivo de identificar se a classificação destes, segundo o EC8, pode ser modificada.

Tal como na secção anterior, os casos de carga utilizados neste estudo referem-se a uma ação sísmica combinada com outra vertical do tipo quase permanente aplicada em cada direção separadamente.

Relativamente ao núcleo, são apresentados no quadro 3-6 os esforços transversos e os momentos fletores nas duas direções, para os três modelos analisados.

Quadro 3-6 - Esforços basais no núcleo na direção X (a) e Y (b)

	Sismo_X				
	M1A.EF	M1A.N	Δ (%)	M1A.P	Δ (%)
V_x [kN]	765,7	844,4	10,3%	788,5	3,0%
M_y [kN.m]	11254	8074	-28,3%	11323	0,6%
a)					
	Sismo_Y				
	M1A.EF	M1A.N	Δ (%)	M1A.P	Δ (%)
V_y [kN]	1530,1	1720	12,4%	1538	0,5%
M_x [kN.m]	27682	28397	2,6%	27789	0,4%
M_y [kN.m]	-3292	-7,4	-99,8%	-3293	0,1%
b)					

Observa-se que, apesar de as três modelações apresentarem resultados globais praticamente iguais, ao nível local as diferenças são mais significativas. Pela análise dos esforços obtidos na base do núcleo, o modelo M1A.N apresenta variações de corte basal superiores a 10% nas duas direções, enquanto que M1A.P tem uma alteração máxima de 3%.

Do ponto de vista do dimensionamento sísmico, este aumento de esforço transversal na base de cerca de 12% não significa que o núcleo fosse sobredimensionado, mas sim que a distribuição de esforço pela estrutura quando sujeita a uma ação sísmica seria diferente (mais incidente sobre o núcleo) caso fosse projetada de acordo com o modelo M1A.N. No entanto, esta afirmação só é válida desde que as paredes apresentem também uma redução de corte basal para que a resposta e comportamento globais sejam semelhantes aos do modelo M1A.EF. Tendo em conta os resultados globais apresentados na secção anterior, é de prever que isto se verifique nos quadros apresentados à frente referentes às paredes. Como é considerado um coeficiente de comportamento superior à unidade, nestes elementos estruturais irão formar-se rótulas plásticas, ou seja, o esforço que é direcionado para cada núcleo e parede é quantificável

de acordo com a resistência que apresentar no momento do sismo. Se, na sua totalidade, a estrutura apresentar resistência suficiente para suportar o sismo e se a distribuição da rigidez pelos seus elementos constituintes não variar consideravelmente, o seu comportamento é satisfatório.

No entanto, pretende-se que a modelação por elementos de barra seja também aplicada a outras situações de projeto além da sísmica, pelo que uma variação de esforço transversal de 10% pode ser considerada como significativa.

Além disso, o momento fletor M_y resultante da ação sísmica aplicada segundo a direção Y tem uma variação de praticamente 100% no modelo M1A.N. Esta discrepância é devida à excentricidade entre o centro de corte e o centro geométrico que peças com secções abertas, como as do núcleo, apresentam. Esta excentricidade origina uma torção, que por sua vez gera efeitos de empenamento, resultando num momento fletor na direção referida. Uma vez que na modelação em barra, o centro de corte vem coincidente com o centro geométrico, este efeito de empenamento não vem corretamente simulado, originando grandes variações de esforço.

Pelas mesmas razões que foram mencionadas acima, para a ação na direção Y, o núcleo exibe um esforço de torção que, embora não tenha sido expresso nos quadros, é de aproximadamente 2000 kN.m nas configurações M1A.EF e M1A.P. Como em M1A.N o núcleo é simulado por um elemento barra, a torção é nula. Para casos estruturais em que a posição dos núcleos seja mais exigente do ponto de vista torsional, este tipo de modelação torna o erro ainda mais importante, sendo, portanto, pouco recomendado. Esta é, desde logo, uma conclusão que (Carvalho, 2012) retirou do seu trabalho quando testou este tipo de modelação do núcleo em elementos de barra.

Nos casos em que os núcleos tenham secções simétricas nas duas direções, como por exemplo em I, uma solução que é bastante frequente em edifícios altos onde a necessidade de elevadores é maior, o centro de corte já coincide com o centro geométrico, o que faz com que estas questões de torção se tornem menos relevantes.

Assim, pela análise local do membro estrutural núcleo, o modelo M1A.N revela-se não ser viável como alternativa à modelação por elementos de casca, sendo que M1A.P apresentou resultados muito idênticos à referência. O modelo mencionado no final da secção anterior que agrupava núcleos e paredes simulados por barras torna-se também inviável, uma vez que acumula os erros das duas simplificações.

Para validar a modelação das paredes como barras, é necessário avaliar os esforços obtidos na base de cada uma destas apresentados a seguir, nos quadros 3-7 a 3-9. Como nota prévia, é necessário mencionar que os esforços resultantes da ação sísmica aplicada na direção perpendicular ao plano de cada parede não foram considerados na comparação, uma vez que não são condicionantes para o dimensionamento da mesma. Deste modo, para as paredes PA1 e PA3 foi avaliada a ação na direção X e para a parede PA2 na direção Y.

Quadro 3-7 - Esforços na base da parede PA1

	Sismo_X				
	M1A.EF	M1A.N	Δ (%)	M1A.P	Δ (%)
V_x [kN]	1507	1491	-1,1%	1460	-3,2%
M_y [kN.m]	28636	28302	-1,2%	28254	-1,3%

Quadro 3-8 - Esforços na base da parede PA2

	Sismo_Y				
	M1A.EF	M1A.N	Δ (%)	M1A.P	Δ (%)
V_y [kN]	3097	2926	-5,5%	2918	-5,8%
M_y [kN.m]	56037	55138	-1,6%	54750	-2,3%

Quadro 3-9 - Esforços na base da parede PA3

	Sismo_X				
	M1A.EF	M1A.N	Δ (%)	M1A.P	Δ (%)
V_x [kN]	699,5	690,8	-1,2%	675,3	-3,5%
M_y [kN.m]	9294	9188	-1,1%	9138	-1,7%

Uma primeira análise dos quadros permite constatar que a redução prevista de corte basal nas paredes, após se ter observado um aumento no núcleo, se verifica. Tal atesta as reduzidas variações de corte basal global apresentadas na secção precedente, tal como já foi explicado nos parágrafos anteriores. As variações percentuais de esforço transversal são muito semelhantes nos dois modelos de barras, sendo ligeiramente superiores em M1A.P com um máximo de apenas 5,8% para a parede PA2. Esta grandeza de valores para a variação de esforços de dimensionamento é considerada admissível, mesmo para o dimensionamento não sísmico, desde que a estrutura seja dotada de redundância.

Direcionando o balanço em particular para o modelo M1A.P nota-se uma redução mais significativa de esforços quando comparada com o pequeno aumento que se verificou nos núcleos. Ou seja, ocorre perda de corte basal do conjunto formado pelos núcleos e paredes. Tendo em conta que globalmente a estrutura modelada com elementos de barra nas paredes apresenta um comportamento muito semelhante à modelação de referência supõe-se um aumento do esforço transversal ao nível dos pilares, uma vez que não há perdas globais de rigidez e, portanto, de corte basal.

Os quadros 3-10 que se exibem em seguida mostram a importância dos elementos estruturais núcleo e paredes PA1, PA2 e PA3, relacionando-se o corte basal verificado em cada um com o corte basal global. Além disso, também é determinada a relevância dos pilares, agrupados como elementos secundários, relativamente àqueles considerados primários (núcleos e paredes), em cada direção. Esta última permitirá constatar se esta distinção em membros primários e secundários está de acordo com a definição apresentada pelo EC8.

Quadro 3-10 - Relações de corte basal entre elementos estruturais na direção X (a) e Y (b)

	Sismo_X		
	M1A.EF	M1A.N	M1A.P
Fb, núcleo/Fb, total	8,37%	9,24%	8,63%
Fb, paredePA1/Fb, total	16,48%	16,32%	15,98%
Fb, paredePA3/Fb, total	7,65%	7,56%	7,39%
Fb, Secundários/Fb, Primários	5,78%	5,71%	6,06%
a)			
	Sismo_Y		
	M1A.EF	M1A.N	M1A.P
Fb, núcleo/Fb, total	15,44%	17,37%	15,59%
Fb, paredePA2/Fb, total	31,25%	29,56%	29,56%
Fb, Secundários/Fb, Primários	7,63%	7,12%	7,92%
b)			

Numa análise inicial irá ser feita uma caracterização breve da estrutura através dos resultados obtidos do modelo de referência M1A.EF, onde é possível verificar a diferença de importância do núcleo para a rigidez lateral da estrutura entre as duas direções. O número considerável de paredes a funcionar segundo X reduz a sua relevância quase para metade comparativamente à direção Y. De notar também o peso que as paredes PA1 e PA2 têm na resistência do edifício às ações horizontais, representando cerca de 60% da sua totalidade na respetiva direção. Relativamente à classificação dos elementos secundários, admitindo-se que a rigidez lateral pode ser representada pelo corte na base da estrutura, confirma-se a definição atribuída no EC8, onde estes devem ter uma rigidez lateral inferior a 15% da rigidez dos elementos primários, sendo que nesta estrutura apresentam cerca de 8% da rigidez dos elementos primários.

O estudo dos valores obtidos para o modelo M1A.N permite validar o aumento de corte basal no núcleo observado acima, através do incremento da sua importância no corte basal global, principalmente na direção Y. O aumento da expressão do núcleo no corte basal provoca redução na das paredes e pouco altera a dos elementos secundários. O mesmo não acontece em M1A.P, onde antes se tinha constatado uma redução mais significativa do esforço transversal nas paredes comparativamente ao reduzido aumento verificado no núcleo. Tal deixava antever uma perda de esforço nos elementos primários, o que se verifica nos quadros acima através do crescimento da importância dos secundários sobre estes.

Conclui-se, assim, depois de esta análise local, que, apesar de os três modelos exibirem um comportamento global semelhante em termos de esforço, frequências e deformações, os seus elementos estruturais têm respostas diferentes, principalmente os núcleos. Com esta constatação, escolher o modelo M1A.N como alternativa de modelação não é uma decisão viável dada a discrepância de esforço verificada nos núcleos. M1A.P, pelo contrário, apresenta boas aproximações a todos os níveis quando considerada uma situação de carregamento horizontal. Desta forma, é necessário ainda avaliar a qualidade desta modelação para cargas verticais.

3.5.3. ANÁLISE DE MOMENTOS FLETORES DE LIGAÇÃO NA LAJE PARA CARREGAMENTO VERTICAL

Com esta última comparação entre diferentes modelações, pretende-se concluir acerca da eficácia destas nas zonas de ligação aos membros estruturais simulados por barras, por via de uma situação de carregamento vertical.

Com o objetivo de validar a alternativa de modelação apresentada em M1A.P, serão determinados os momentos na laje nas zonas de ligação às paredes, que são os membros estruturais onde se procedeu à substituição de elementos de casca por barras. Estes resultados são posteriormente comparados com o modelo de referência, M1A.EF.

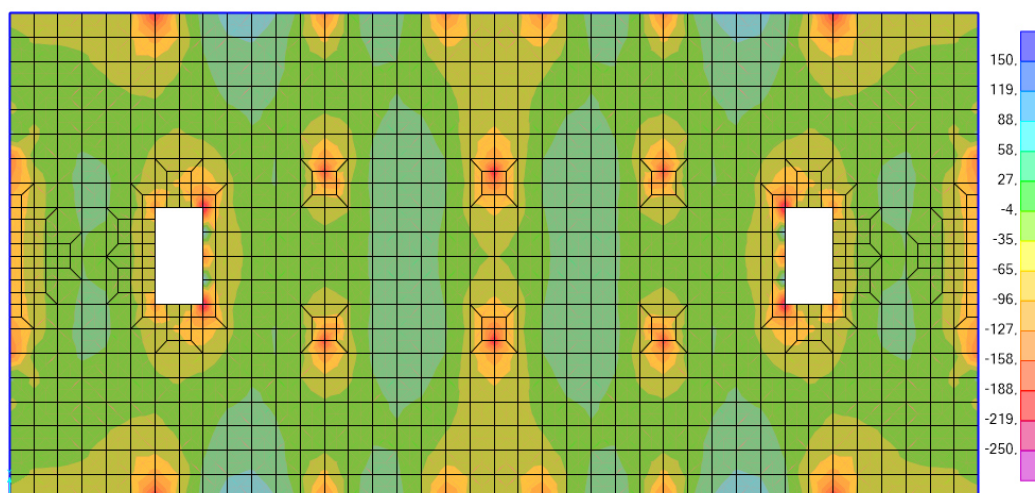
Apesar de na secção anterior se ter concluído que M1A.N não representa uma solução viável para substituir o modelo que simula os núcleos e paredes por elementos de casca, também será feita uma comparação dos momentos de ligação da laje com o núcleo entre os modelos M1A.EF e M1A.N.

A determinação dos momentos fletores foi conseguida através da funcionalidade do SAP2000 de integração de esforços, *section cut*, pelo que na sua definição se consideraram apenas momentos negativos. Assim, no caso do núcleo não foi considerada a zona da laje que liga às suas aberturas, mas apenas os lados com comprimentos de 2.15m e 4.30m, daqui em diante referidos como lado X e lado Y, respetivamente, que conectam núcleo e laje. No caso das paredes, o *section cut* efetuado tinha a extensão da respetiva parede. A partir destes momentos foram calculados os momentos reduzidos, que serviram para as comparações.

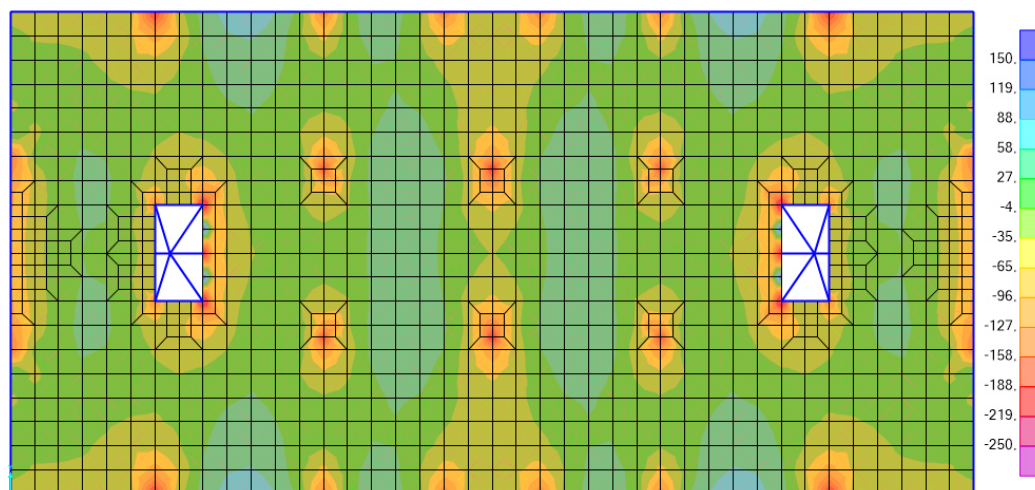
Neste estudo, foi utilizada uma combinação para estado limite último com ação variável base a sobrecarga e onde atuam apenas cargas verticais. Assim, foram somente consideradas as ações gravíticas e os respetivos valores mencionados no subcapítulo anterior.

Os resultados expostos a seguir dizem respeito à laje ao nível de um piso intermédio, que se arbitrou estar à cota $z=36$ m, correspondendo ao piso 12º.

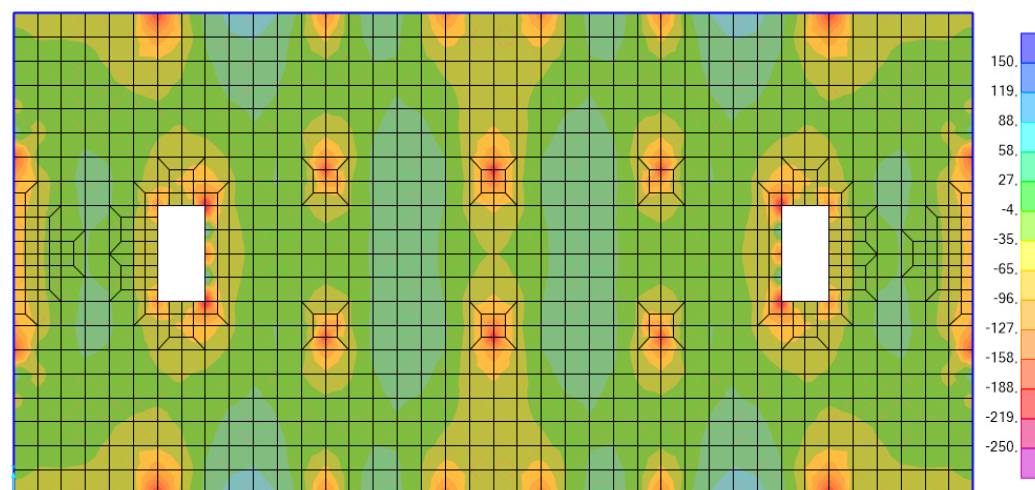
Inicialmente, proceder-se-á a um confronto qualitativo, ou seja, visual, dos diagramas de momentos fletores m_y e m_x obtidos nos três modelos e que se encontram representados nas figuras 3-13 e 3-14.



a)

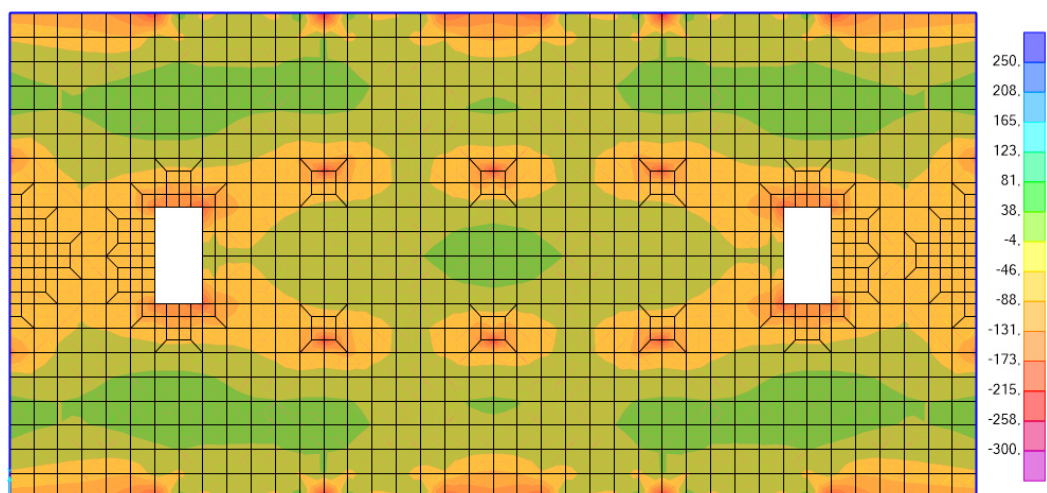


b)

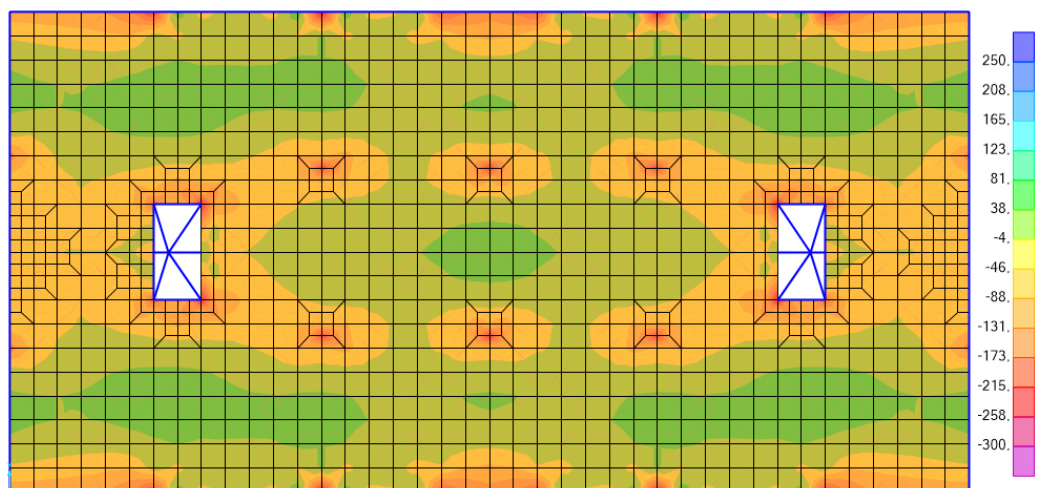


c)

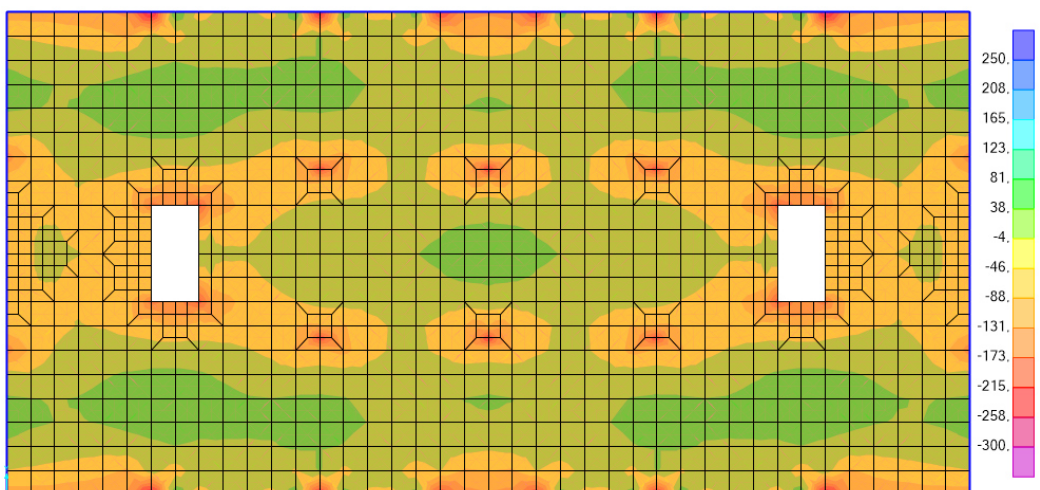
Figura 3-13 - Momentos m_y na laje nos modelos M1A.EF (a), M1A.N (b) e M1A.P(c)



a)



b)



c)

Figura 3-14 - Momentos m_x na laje nos modelos M1A.EF (a), M1A.N (b) e M1A.P(c)

Um olhar pelos diagramas das figuras 3-13 e 3-14 induz que os três modelos apresentam uma distribuição de momentos relativamente semelhante, apesar de no modelo M1A.N essa distribuição tenha pequenas diferenças junto aos núcleos em comparação com a do modelo de referência M1A.EF. Isto permite tirar logo a conclusão preliminar de que M1A.P tem novamente uma resposta mais aproximada à referência que M1A.N.

Com base nas integrações de esforços efetuadas, procedeu-se à determinação de momentos fletores nas zonas já mencionadas acima e, posteriormente, ao cálculo dos respetivos momentos reduzidos, que serviriam numa fase seguinte ao dimensionamento das armaduras.

Tal como mencionado no início desta secção, são comparados os momentos negativos junto às paredes do modelo M1A.P e junto ao núcleo de M1A.N. Em todos os casos, o estudo incidiu sobre os esforços que conduzem a armaduras dispostas perpendicularmente ao plano das paredes e do correspondente lado do núcleo.

Expõem-se então, nos quadros 3-11 e 3-12, os resultados de momentos reduzidos para os casos indicados e as respetivas variações.

Quadro 3-11 - Momentos reduzidos na ligação laje-paredes

	PA1			PA2			PA3		
	M1A.EF	M1A.P	Δ (%)	M1A.EF	M1A.P	Δ (%)	M1A.EF	M1A.P	Δ (%)
μ_x	0,104	0,100	-3,85%		-		0,149	0,141	-5,37%
μ_y		-		0,084	0,08	-4,76%		-	

Quadro 3-12 - Momentos reduzidos na ligação laje-núcleo

	Lado X (2.15m)			Lado Y (4.30m)		
	M1A.EF	M1A.N	Δ (%)	M1A.EF	M1A.N	Δ (%)
μ_x	0,164	0,144	-12,20%		-	
μ_y		-		0,043	0,036	-16,28%

Aquilo que se tinha observado pelos diagramas confirma-se quantitativamente, havendo uma variação já considerável de momento reduzido no núcleo resultante do modelo M1A.N, com valor máximo de aproximadamente 16%, e boa aproximação de M1A.P com uma redução máxima de 5%, que não trará uma diferença de armaduras significativa.

Confirma-se, assim, a inadequabilidade de substituir elementos de casca por barras para modelar núcleos, identificando-se também a dificuldade em simular a sua ligação à laje, que é fundamental para o dimensionamento numa situação de carregamento vertical em estado limite último, tal como para carregamentos horizontais, embora não tenham sido objeto de estudo nesta comparação.

3.6. CONCLUSÃO

Neste capítulo procurou-se avaliar alternativas de modelação aos elementos finitos de casca de quatro nós para a simulação de paredes e núcleos, elementos de contraventamento indispensáveis em estruturas que entram no âmbito deste trabalho como são os edifícios altos. As alternativas apresentadas consistiam na modelação por elementos de barra, que representam uma redução significativa do esforço e tempo de trabalho para o projetista e permitem um manuseamento das propriedades dos membros estruturais modelados que possibilita uma aplicação mais literal do EC8.

As formas de representar os núcleos e paredes basearam-se em trabalhos anteriores, como (Paulino, 2011) e (Carvalho, 2012), e foram aplicadas a um edifício alto regular com uma planta simétrica nas duas direções, projetado seguindo os princípios de conceção expostos no EC8, principalmente através da distribuição dos elementos estruturais pela periferia.

Foram analisados três modelos distintos na forma de simular as paredes e os núcleos, mas tendo sempre pelo menos um destes grupos representados por elementos de casca, sendo que o modelo de referência para a comparação tinha ambos, de modo a perceber individualmente o contributo que a modelação por barras tinha para a variação de resultados.

Os resultados obtidos para uma situação de ação sísmica e outra de carregamento vertical permitiu concluir que a modelação dos núcleos por elementos de barras através do procedimento utilizado não representa corretamente o comportamento do elemento estrutural, mesmo para um edifício regular. Apesar de globalmente as três estruturas terem exibido respostas significativamente semelhantes, ao nível local na base de cada componente estrutural, os valores de esforços determinados permitiram distinguir as modelações. Além disso, os núcleos podem apresentar diversas formas não regulares consoante as necessidades de utilização, o que dificulta a sua modelação por barras e pode aumentar ainda mais a discrepância de resultados. Pelo contrário, modelar paredes com elementos de barras mostrou-se uma alternativa viável, com reduzidas disparidades de esforços para o modelo de referência.

Deste modo, na conclusão deste capítulo recomenda-se a utilização de modelos de estruturas que utilizem elementos de barra para a simulação das paredes dúcteis, algo que permitirá alguma poupança no esforço e tempo de trabalho, uma vez que requer um menor número de *section cut*'s para a obtenção de esforços quando comparado com a prática comum de utilizar elementos de casca.

Nesta solução de modelação, na aplicação do EC8 o corte de rigidez de flexão e corte dos elementos estruturais para metade, correspondendo à fase fendilhada, é feito reduzindo o valor do módulo de elasticidade do betão, E , de todos os membros. Uma vez que não é possível reduzir a rigidez de flexão segundo o plano do elemento de casca sem com isso afetar a rigidez axial e, de modo a não afetar a distribuição de rigidez axial relativa entre membros formados por barras e outros por cascas, opta-se por reduzir o E em 50% em todos, minorando tanto as rigidezes de flexão e corte como a axial, mas mantendo a mesma distribuição relativa para a última. Esta condicionante dos elementos de casca implica também que não é possível rotulá-lo segundo o seu plano, logo tem influência sobre a construção do modelo de cálculo utilizado para o dimensionamento dos elementos primários. Desta forma, conclui-se que um membro estrutural, para ser classificado como secundário, deve ser modelado por elemento de barra.

4

ELEMENTOS SÍSMICOS PRIMÁRIOS E SECUNDÁRIOS

4.1. INTRODUÇÃO

Uma das novidades do EC8 relativamente às normas portuguesas anteriores é a distinção entre elementos sísmicos primários e secundários. A regulamentação europeia identifica, assim, que certos membros estruturais de um edifício têm um papel menos relevante para a rigidez lateral da sua estrutura, logo, são secundários em relação aos restantes. Daqui resulta que a estrutura é dimensionada para resistir ao sismo apenas através dos seus componentes estruturais primários. Apesar disso, esta distinção não é novidade noutros países, uma vez que já é feita nos códigos americanos e não é só aplicada para a ação sísmica (Fardis, 2005).

Atribuir um papel secundário a certos elementos estruturais tem como objetivo a simplificação do dimensionamento sísmico do edifício, uma vez que permite ignorar os membros classificados como secundários no modelo de cálculo do edifício para a análise sísmica. No entanto, desta simplificação também resultam algumas dificuldades, nomeadamente na interpretação do regulamento.

4.2. ELEMENTOS PRIMÁRIOS VS. ELEMENTOS SECUNDÁRIOS

Tal como referido no capítulo 2 e exposto no EC8, todos os elementos estruturais não definidos como secundários devem ser classificados como primários e dimensionados e pormenorizados para resistência aos sismos de acordo com as regras da norma, especificamente as secções 5 a 9 conforme o material em questão. Antes disso, a sua modelação deve ser feita segundo a secção 4.3.1 do EC8, onde é referido que a sua rigidez deve ter em conta o efeito da fendilhação, correspondendo ao período do início da cedência da armadura. Simplificadamente, o regulamento permite considerar esta rigidez de fendilhação reduzindo os valores das propriedades de rigidez elástica de flexão e esforço transversal para metade dos correspondentes não fendilhados.

Ainda que a resistência e rigidez dos elementos secundários seja desprezada na resposta à ação sísmica, o EC8 expõe algumas condições de dimensionamento, nomeadamente a função de suporte das ações gravíticas para a situação deformada na situação de projeto sísmica mais desfavorável, considerando também possíveis efeitos de segunda ordem. Mesmo que não seja necessário obedecer, para os elementos secundários, aos requisitos apresentados nas secções 5 a 9, tal como nos primários, estas regras podem ser aplicadas com um papel complementar às indicadas nos restantes Eurocódigos, conforme o material utilizado, para projetar e pormenorizar os elementos sísmicos secundários.

4.3. CLASSIFICAÇÃO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS COMO SECUNDÁRIOS

Apesar de ser possível aplicar a simplificação de considerar certos elementos como secundários para a rigidez lateral, ignorando-os para a resistência do edifício ao sismo, esta classificação está limitada segundo alguns requisitos. A decisão do projetista de escolher determinados componentes estruturais

como secundários não é, como se expõe de seguida, totalmente livre ainda que o EC8 seja relativamente vago na definição das suas funções. A decisão sobre a definição do sistema secundário é, então, condicionada por dois fatores:

- Segundo o art.º 4.2.2(4), a seguir transcrito do EC8, “A contribuição para a rigidez lateral de todos os elementos sísmicos secundários não deverá ser superior a 15% da de todos os elementos sísmicos primários”. Uma dificuldade surge logo na aplicação desta condição, onde o processo de quantificação da rigidez lateral não é especificado, deixando ao abrigo da interpretação do projetista a maneira como determina a contribuição dos elementos secundários e primários para a rigidez da estrutura às ações horizontais. Serão adiante propostos alguns métodos de quantificação de rigidez lateral por forma a que seja possível identificar com relativa facilidade e rapidez os membros estruturais que podem ser classificados de secundários para o dimensionamento sísmico.
- Segundo o art.º 4.2.2(5), a seguir transcrito do EC8, “não é permitido escolher certos elementos estruturais como elementos sísmicos secundários com o fim de alterar a classificação da estrutura de não regular para regular”. Os critérios de regularidade em planta e altura segundo o regulamento encontram-se expostos nas secções 4.2.3.2 e 4.2.3.3, respetivamente, que não são apresentados neste trabalho, pois não se justifica a transcrição desses critérios do EC8, uma vez que a sua análise já foi feita noutros trabalhos e o objeto de estudo desta dissertação centra-se em edifícios regulares tanto em planta como em altura.

Estas restrições permitem desde logo concluir que a simplificação do modelo tem limitações.

Tal como referido acima, o EC8 estabelece que na escolha dos elementos estruturais como elementos sísmicos secundários a contribuição destes para a rigidez lateral não deve ser superior a 15% da de todos os elementos sísmicos primários. No entanto, o mesmo regulamento não refere a maneira como se quantifica esta rigidez e é precisamente esta omissão que suscita questões para o projetista, uma vez que surge a indecisão de se avaliarem esforços na base, ou em altura ou deslocamentos no topo ou em altura.

Já na classificação da estrutura, onde são expostas várias tipologias estruturais na secção 5.1.2, o EC8 apresenta os seus critérios usando a terminologia “resistência à força de corte na base” para distinguir as importâncias das paredes e dos pórticos no sistema estrutural. A utilização do termo “resistência” é, logo à partida, discutível num nível de conceção do projeto, uma vez que a resistência de um sistema estrutural é apenas quantificável após o dimensionamento do mesmo. Deste modo, não pode ser discutida na fase de caracterização da resposta sísmica, nomeadamente do coeficiente de comportamento, tal como é apresentado. Mesmo assim, depreende-se que o objetivo passa por determinar o valor do corte basal de cada sistema e subsistema estruturais. De qualquer forma, o regulamento é explícito neste critério, o que não acontece para a distinção entre elementos secundários e primários.

4.3.1. CORTE BASAL

Surge então a questão de que se se pode ter a mesma orientação para quantificação da rigidez lateral. Ou seja, se através do corte basal obtido nos elementos secundários e primários, separadamente, é possível defini-los como tal.

Tendo em conta que o corte basal está diretamente relacionado com a rigidez da estrutura, uma vez que as acelerações espectrais dependem do período da mesma, ao avaliar o esforço de corte na base, também se tem em conta a rigidez. Seguindo este critério, será então possível definir, por exemplo, um dado conjunto de pilares que se prolonguem desde a base até ao topo como elementos sísmicos secundários

num edifício regular em altura cujo sistema estrutural seja dominado por paredes e núcleos, desde que o corte basal nesse grupo seja inferior a 15% ao verificado nos elementos primários. Seguindo esta regra, aparecem duas dificuldades. A primeira é que, na base da estrutura, existe uma atração de esforço transversal para as paredes e núcleos relativamente aos pilares, uma vez que a distribuição de transversal nos primeiros é linear e com máximo na base devida à deformada em flexão dos mesmos; enquanto que os pilares têm uma deformada de corte, resultando numa distribuição aproximadamente uniforme em altura. Daqui resulta uma maior importância das paredes e núcleos na base, situação que se atenua em altura. A segunda é que, em edifícios que tenham reduções bruscas em altura das suas dimensões, ou seja, que são irregulares em altura, determinados pilares podem ganhar, ou perder, significado relativamente à rigidez lateral a partir do piso em que ocorram essas alterações dimensionais, sendo que esta mudança pode não ser corretamente representada pelo corte basal.

Apesar disso, em estruturas regulares em altura, poderá ser um critério fiável, uma vez que considera a resposta global da estrutura ao sismo em força, que é condicionante para o seu dimensionamento e resistência.

4.3.2. FORÇAS DE CORTE POR PISO

Tendo em conta as dificuldades apresentadas pelo critério do corte basal, é simples concluir que seria conveniente avaliar as forças de corte em cada piso e a sua distribuição pelos elementos primários e secundários de modo a perceber a variação em altura do esforço transversal que os pilares, as paredes e os núcleos recebem. Esta análise iria permitir uma avaliação mais local da estrutura que não esteja limitada pelo efeito de consola descrito acima e que tenha em conta irregularidades em altura. No entanto, a importância dos pilares em termos de esforço transversal aumenta em altura, uma vez que, como o corte entre pisos para toda a estrutura vai aumentando conforme se aproxima da base e nos pilares é aproximadamente constante, é nos elementos primários que se reflete esta variação, fazendo com que estes percam importância à medida que se chega ao topo do edifício.

Este comportamento é explicado pelo facto de as paredes e os núcleos terem uma deformada em flexão, funcionando em consola, logo, com esforço transversal máximo na zona de encastramento e mínimo na extremidade do topo, enquanto que os pilares apresentam uma deformada de corte. Daqui resulta que o conjunto formado pelos pilares pode apresentar um corte entre pisos superior a 15% do exibido pelo grupo de paredes e núcleos, o que, segundo o EC8, significaria considerá-los elementos sísmicos primários a partir de determinado piso. Esta consideração teria duas consequências distintas possíveis: incluir os pilares no sistema sísmico primário da estrutura ou distinguir em altura os pilares como elementos secundários e, a partir de um determinado piso, como primários, o que significaria dimensionamentos diferentes e, portanto, uma resposta irregular em altura da estrutura ao sismo. É de fácil interpretação que esta última é inviável mesmo do ponto de vista dos princípios de conceção expostos no EC8 e que a primeira não é exequível em soluções estruturais com lajes fungiformes, uma vez que o regulamento refere, em anexo nacional, que estas não estão totalmente abrangidas pelas suas normas para funcionar como elementos sísmicos primários e que o seu comportamento sísmico não está integralmente esclarecido, pelo que não recomenda a sua utilização como tal.

4.3.3. DESLOCAMENTOS

Por outro lado, determinar os deslocamentos que a estrutura experimenta para uma ação horizontal é uma forma mais direta de avaliar a sua rigidez lateral. Supondo que se pretende avaliar a contribuição de certos elementos estruturais para a rigidez lateral com o propósito de os classificar como elementos

sísmicos secundários, o processo passa, então, por determinar os deslocamentos num modelo completo estruturalmente (M_{P+S}), onde o contributo dos membros primários e secundários para a resposta às ações laterais é considerado, e noutro onde os secundários tenham as suas extremidades rotuladas (M_P), o que faz com que a sua rigidez lateral não seja tida em conta. A diferença entre estes deslocamentos representa a importância dos elementos considerados secundários na rigidez lateral da estrutura.

Considerando apenas a deformação do último piso, é possível ter em conta a resposta global da estrutura na comparação entre os modelos M_{P+S} e M_P , contabilizando as contribuições dos pisos inferiores para esse deslocamento. No entanto, este processo não avalia a contribuição dos elementos secundários piso a piso.

A comparação de deslocamentos entre dois modelos distintos pode ser feita sob o efeito de uma ação estática horizontal e não pela ação sísmica, uma vez que as condições de comparação seriam diferentes nos dois modelos. Como cada modelo apresenta frequências diferentes, pois a rigidez de M_P é necessariamente inferior à de M_{P+S} , as ações sísmicas a que cada um estará sujeito poderão ser diferentes entre si. Esta diferença dependerá da gama de períodos a que os modelos pertencem, pois, consoante a localização dessa gama de períodos no espectro de resposta, a variação das acelerações entre os dois modelos pode ser nula ou bastante acentuada, resultando ou não em ações sísmicas atuantes distintas.

Além disso, existe ainda um problema com o ponto escolhido para o qual se irá determinar o deslocamento, uma vez que em estruturas não regulares em planta, onde a torção tem um papel importante na sua deformação, a seleção desse ponto influencia os resultados para a definição de determinados elementos como secundários.

Observa-se o seguinte exemplo estrutural:

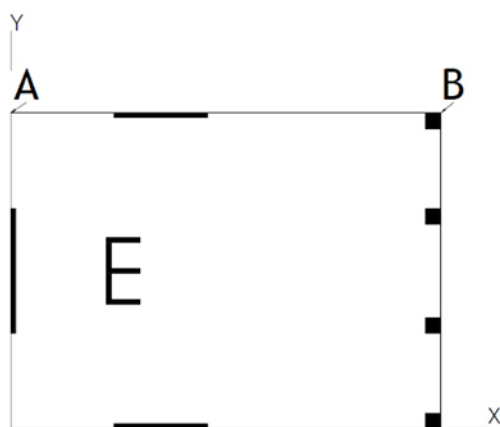


Figura 4-1 - Exemplo de planta estrutural irregular

A planta estrutural apresenta uma excentricidade relevante entre o centro de rigidez e o centro de massa na direção X, uma vez que não é simétrico segundo Y, logo não é regular. Isto faz com que de uma ação sísmica segundo Y surjam efeitos de torção importantes.

A questão surge na localização do ponto onde se determina esse deslocamento, podendo ser, por exemplo, os pontos A, B ou até o centro geométrico da planta. A escolha de um deles implica ignorar os outros e os efeitos que se possam sentir nesses. Em estruturas simétricas em planta nas duas direções, esta opção não traz qualquer problema, uma vez que os principais modos dinâmicos não têm componente torsional, logo, todos os pontos terão sensivelmente o mesmo deslocamento.

No exemplo apresentado acima, se for medido o deslocamento no ponto A, a variação deste entre o modelo M_{P+S} e M_P é reduzida, uma vez que aquela zona está mais próxima do centro de rigidez, fazendo

com que o efeito torsional da irregularidade seja pouco significativo, logo, retirar os pilares da resposta da estrutura a uma ação lateral terá menor impacto nesta comparação de deformações. O contrário se passa se a deformação for medida no ponto B, onde o efeito torsional é muito importante, resultando numa maior diferença de deslocamentos. Deste modo, se a comparação entre modelos for feita pelo ponto A, a importância dos pilares é menor do que se fosse pela extremidade B. Determinando o deslocamento do centro de gravidade também não se capta verdadeiramente a rigidez lateral dos elementos secundários, uma vez que determina um valor médio entre as duas extremidades.

Assim, em situações de irregularidade em planta, o método de caracterizar o sistema primário e secundário através dos deslocamentos é discutível. Tendo em conta que o objeto de estudo do presente trabalho é uma estrutura regular tanto em planta como em altura, este método é aplicável e os seus resultados são considerados aceitáveis medindo as deformações do centro geométrico do último piso.

4.3.4. RAZÃO DE RIGIDEZES

Através da razão entre o corte entre pisos e os deslocamentos relativos apresentados sob o efeito de uma determinada ação horizontal estática, é possível conseguir uma relação de rigidez dada por $F=k\Delta$. A variação desta relação de rigidez de M_{P+S} para M_P em cada piso representa o efeito do sistema secundário. Contudo os resultados para esta avaliação em cada piso levam às mesmas conclusões obtidas na comparação do corte entre pisos, onde a importância dos elementos secundários cresce em altura, podendo ultrapassar os 15% definidos pelo EC8, o que faz surgir os mesmos problemas para a conceção da estrutura. Ainda assim, esta análise pela rigidez está mais de acordo com a nomenclatura utilizada no regulamento e, por isso, é considerada mais correta.

No entanto, o facto de ser praticamente inevitável ultrapassar os 15% a partir de determinado piso torna questionável a utilização tanto deste parâmetro, tal como o das forças de corte em cada piso, como critérios de classificação de elementos secundários. Em edifícios regulares em altura, não se justifica avaliar a importância de elementos estruturais piso a piso, mas sim observar a sua contribuição num panorama global. Desta forma, neste trabalho, qualquer avaliação de elementos sísmicos secundários realizada piso a piso não será tida em conta como critério, mas sim como uma observação complementar à análise ao comportamento das estruturas.

4.3.5. FREQUÊNCIA

Um outro processo de avaliar a rigidez lateral de uma estrutura e as importâncias dos sistemas primário e secundário consiste em determinar as frequências dos modelos M_{P+S} e M_P e relacioná-las.

Através da expressão

$$f = \sqrt{\frac{k}{m}} \times \frac{1}{2\pi} \quad (4.1)$$

é de simples compreensão que a rigidez e a frequência de uma estrutura estão diretamente relacionadas. Como nos modelos M_{P+S} e M_P a massa é exatamente a mesma, uma vez que a única diferença entre os dois é o corte da rigidez de flexão e esforço transversal dos elementos secundários, esta relação ainda se torna mais fácil de obter.

Tendo em conta que se pretende alcançar

$$\frac{k_{\text{secundário}}}{k_{\text{primário}}} \leq 15\% \quad (4.2)$$

não é possível determinar diretamente a rigidez do sistema secundário separadamente; no entanto, relacionando a rigidez da estrutura simulada no modelo M_{P+S} com a de M_P , o aumento representa o peso desse mesmo sistema secundário. Assim pretende-se

$$\frac{k_{P+S}}{k_P} \leq 1,15 \quad (4.3)$$

pelo que a razão entre frequências terá de ser

$$\frac{f_{P+S}}{f_P} \leq \sqrt{1,15} \cong 1,072 \quad (4.4)$$

Esta estratégia é simples e fácil de executar, uma vez que basta uma análise modal da estrutura, que é apenas dependente dos casos de carga verticais para a definição da massa, e tem em conta a resposta global dinâmica da estrutura, pois está diretamente relacionada com a sua rigidez lateral.

No entanto, é importante referir que este critério toma unicamente a frequência do modo principal em cada direção, não refletindo a influência de outros modos. Este aspeto pode ser relevante em estruturas em que os segundos e terceiros modos têm alguma participação na resposta.

Assim, depois da exposição dos vários critérios, resume-se de seguida aqueles que serão utilizados na aplicação ao modelo objeto de estudo neste capítulo:

- Corte basal
- Frequência
- Deslocamento do último piso

É possível fazer uma comparação entre estes três critérios, distinguindo-os em dois grupos: o primeiro que inclui o corte basal e o deslocamento do último piso e o segundo formado pela frequência.

Enquanto que o grupo do corte basal e do deslocamento do último piso considera a contribuição de todos os modos de vibração da estrutura, uma vez que tanto o esforço como o deslocamento são “filtrados” pela resposta dinâmica da mesma, o critério da frequência apenas utiliza as frequências dos primeiros modos para cada direção, não considerando os restantes. No entanto, em estruturas com componente torsional importante, o corte basal é influenciado e não representa corretamente a importância da rigidez dos elementos estruturais. Deste modo, os critérios de corte basal e de deslocamento do último piso são mais corretamente aplicáveis em estruturas regulares, com fraca componente de torção, e/ou onde os primeiros modos de vibração não tenham uma participação modal significativa, uma vez que os parâmetros do corte e do deslocamento, tal como foi referido, têm em consideração todos os modos, enquanto que o critério da frequência deve ser aplicado em edifícios onde a torção tem um papel importante na resposta da estrutura e/ou os primeiros modos de vibração mobilizam uma grande parte da massa modal.

4.4. REQUISITOS DE DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS SECUNDÁRIOS

Foi já referido anteriormente que os elementos sísmicos secundários não precisam de obedecer às regras das secções 5 a 9 específicas dos elementos primários, sendo que estas podem funcionar como complementares às disposições dos outros regulamentos, como o EC2 para estruturas de betão armado. Estes membros estruturais devem apenas respeitar as disposições dos restantes Eurocódigos e a regra do

EC8 de “manter a função de suporte das forças gravíticas quando sujeitos aos deslocamentos devidos à situação de projeto sísmica mais desfavorável”, tal como está no art.º 4.2.2(1). Esta situação de projeto sísmica mais desfavorável diz respeito às deformações máximas que a estrutura terá quando sujeita ao sismo para o qual é dimensionada.

As disposições expostas na secção 5.7 são relativas aos elementos secundários, reiteram o requisito do EC8 referido no artigo apresentado acima e referem as deformações máximas como aquelas que são calculadas tendo em conta os efeitos de segunda ordem, o coeficiente de comportamento e a partir da análise do modelo estrutural onde a contribuição dos elementos secundários para a rigidez lateral é desprezada.

Desta declaração surge a conclusão de que são necessários dois modelos de cálculo para a análise sísmica de um edifício: um modelo completo, com a contribuição de todos os elementos estruturais, tanto primários como secundários; e um outro modelo onde os membros secundários não contribuem para a rigidez lateral global. É de notar que estes modelos já foram construídos aquando da classificação dos membros estruturais em primários e secundários, pelo que a sua nomenclatura se mantém: M_{P+S} para o primeiro e M_P para o segundo. De referir que, em ambos os modelos, a rigidez à flexão e ao esforço transversal corresponde à rigidez fendilhada tanto para os primários como para os secundários. Tendo em conta as características de cada modelo, facilmente se conclui que M_P serve para o dimensionamento do sistema primário, uma vez que o secundário não oferece qualquer resposta ao sismo, pois os seus elementos estão rotulados nas extremidades, estando a resistência do edifício à ação sísmica apenas dependente dos elementos primários, tal como é definido no EC8.

O dimensionamento dos elementos secundários é feito a partir do modelo M_{P+S} , ainda que para a obtenção dos esforços de cálculo sejam necessárias algumas alterações aos resultados da análise sísmica, nomeadamente a utilização do espectro elástico e a multiplicação pelo fator $\frac{d_P}{d_{P+S}}$, representando este último a razão entre os deslocamentos obtidos no modelo M_P e os obtidos no M_{P+S} , o que permite considerar as deformações máximas no dimensionamento dos elementos secundários, tal como é requerido pelo EC8. Assim, os momentos fletores e esforços transversos calculados tendo em conta a rigidez fendilhada dos elementos, estes fatores de majoração e ainda os efeitos de segunda ordem, devem ser inferiores aos valores de cálculo da resistência M_{Rd} e V_{Rd} determinados de acordo com o EC2, considerando uma estrutura de betão armado.

O processo de cálculo dos efeitos de segunda ordem de acordo com o EC8 é feito apenas recorrendo a uma expressão, segundo o art.º 4.4.2.2(2):

$$\theta = \frac{P_{tot} \times d_r}{V_{tot} \times h} \quad (4.5)$$

Caso este rácio seja superior a 0,1, os efeitos de segunda ordem devem ser considerados multiplicando os esforços resultantes da análise sísmica por $\frac{1}{1-\theta}$. Além disso, o EC8 também refere que θ deve ser inferior a 0,3.

A utilização do espectro elástico, em vez do de cálculo, anula o efeito do coeficiente de comportamento q , ou seja, os efeitos sísmicos para os quais os elementos secundários são dimensionados representam os efeitos a que a estrutura estará sujeita pelo espectro de resposta elástico. Isto significa que estes elementos se mantêm no domínio elástico quando o edifício está sob a ação sísmica de projeto. Em estruturas com períodos de vibração elevados, como o caso dos edifícios altos, a utilização do espectro elástico torna-se ainda mais relevante relativamente à simplificação que por vezes se faz em multiplicar os efeitos sísmicos resultantes do espectro de cálculo pelo coeficiente de comportamento, uma vez que, para períodos elevados, as acelerações espectrais deixam de depender do valor de q utilizado. Isto faz

com que os efeitos sísmicos resultantes do espectro elástico não sejam tão elevados quanto o que se obteriam se se multiplicasse os efeitos do espectro de cálculo por q .

Concluindo, os esforços para o dimensionamento dos elementos sísmicos secundários, em cada direção, podem ser obtidos pela seguinte expressão, que diz respeito a um determinado piso i , onde $E_{Ed,i}$ irá variar conforme se utilize o espectro elástico ou de cálculo.

$$E_d = (\text{Comb. Quase Permanente}) \pm E_{Ed,i} \times \frac{d_{P,i}}{d_{P+S,i}} \times \frac{1}{1-\theta_i} \quad (4.6)$$

Na expressão, $E_{Ed,i}$ corresponde aos esforços devidos à combinação das componentes horizontais da ação sísmica, obtidos por duas combinações possíveis:

$$\text{Comb}, X = E_{Ed,X} \text{ "+" } 0,30E_{Ed,Y} \quad (4.7)$$

$$\text{Comb}, Y = 0,30E_{Ed,X} \text{ "+" } E_{Ed,Y} \quad (4.8)$$

Refira-se que, em determinados casos, também se deverão considerar os esforços devidos à aplicação da componente vertical da ação sísmica de cálculo, não tendo sido tidos em conta neste trabalho.

4.5. OPÇÕES DE DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS SECUNDÁRIOS

O EC8 promove uma conceção, projeção e dimensionamento de estruturas à ação sísmica que conduzam a um bom comportamento das mesmas. De acordo com os art.^{os} 2.2.1(2)P e 2.2.4.1(2)P, de modo a limitar as incertezas e favorecer esse bom comportamento, o regulamento avisa que devem ser tomadas medidas específicas a esse respeito. O objetivo destas passa por assegurar um comportamento global dissipativo e dúctil e evitar roturas frágeis ou a formação prematura de mecanismos instáveis (EC8).

Estas recomendações do regulamento para que a resposta da estrutura ao sismo seja dúctil e evite roturas frágeis aplicam-se a todos os elementos estruturais, uma vez que não é ainda referida nestes artigos a distinção entre membros primários e secundários. Desta forma, o dimensionamento dos elementos secundários pode seguir este princípio de ductilidade, algo que não vai contra os requisitos do EC8 apresentados acima. No entanto, o regulamento não expõe qualquer procedimento para a pormenorização dos elementos sísmicos secundários, pelo que esta intenção de dar ductilidade à resposta de uma estrutura apenas é exposta e verdadeiramente tratada para os elementos sísmicos primários.

A única referência a um processo de dimensionamento dos elementos secundários é exposta na secção 5.7, onde se requisita a utilização das regras do EC2 como procedimentos de pormenorização. No entanto, o uso do EC2 não se baseia na introdução de ductilidade, mas sim de resistência. Ou seja, com a remoção do efeito do coeficiente de comportamento, o fator de majoração para se obter a deformação máxima e as regras do EC2, os elementos secundários, após a ocorrência de um sismo, permanecem em fase elástica, não originando a formação de rótulas plásticas.

O panorama da estrutura posterior ao sismo seria o seguinte: elementos primários, como paredes e núcleos, com rótulas plásticas e, portanto, grande fendilhação e elementos secundários, como pilares e as suas ligações às lajes fungiformes, sem rótulas plásticas. Percebe-se, então, que existe nesta situação uma ideia de sobredimensionamento, onde os elementos secundários, além de não serem necessários à estrutura para resistir ao sismo (princípio tomado na constituição dos modelos de cálculo), ainda apresentam uma resistência tal que nem sequer entram em fase plástica quando sujeitos à ação sísmica. Na verdade, considerando, por exemplo, um conjunto de pilares cuja importância em termos de corte basal relativamente aos elementos primários ronda os 15%, com o método de dimensionamento apresentado pelo EC8, estes terão uma capacidade resistente que aumentará a sua importância para quase $q \times 15\%$.

Tendo em conta que o EC8 não apresenta resposta a esta temática do dimensionamento dos elementos secundários, é recorrente encontrar em projetos diferentes abordagens no que toca à sua pormenorização. Surgem então ao projetista duas opções de dimensionamento dos elementos sísmicos secundários: o dimensionamento em fase elástica, designado por dimensionamento em resistência, e o dimensionamento em ductilidade.

O dimensionamento em resistência é aquele que está exposto na secção 5.7 e que foi abordado acima, enquanto que o dimensionamento em ductilidade surge como alternativa de cálculo ao primeiro, promovendo a formação de rótulas plásticas, à semelhança do que se faz nos elementos primários. No entanto, surge outra questão: para onde conduzir a formação dessa rótula plástica? Refira-se que este tema será apenas abordado neste trabalho em relação às lajes fungiformes e à sua ligação aos pilares.

O dimensionamento em ductilidade tem em conta o comportamento não linear da estrutura secundária, pelo que se emprega o coeficiente de comportamento utilizado para o dimensionamento do sistema primário, o que conduz à formação das referidas rótulas plásticas. A sua localização deve ser criteriosamente escolhida, uma vez que se pretende que determinadas zonas tenham ductilidade e outras se mantenham em regime elástico. O caso das lajes fungiformes e, mais especificamente, da zona de ligação pilar-laje é um exemplo claro da importância da localização da formação de rótulas plásticas. Analogamente ao conceito viga fraca-pilar forte aplicado pela metodologia de cálculo pela capacidade real relativa aos elementos primários, surgem os conceitos laje fraca-pilar forte e laje forte-pilar fraco. O que os diferencia é a localização da rótula plástica, que pode ser na laje ou no pilar, respetivamente.

O processo de dimensionamento em ductilidade subdivide-se em dois tipos e a verificação de qual adotar depende da capacidade resistente da laje e dos pilares adjacentes, nomeadamente do esforço transmitido pelos pilares à laje e do momento resistente desta.

O raciocínio é o mesmo do método de cálculo pela capacidade real, onde se pretende a formação de rótula plástica na viga. Para tal, são comparados os valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares e das vigas ligados ao nó através da expressão presente no art.º 4.4.2.3(4):

$$\sum Mrd, pilares \geq 1,3 \times \sum Mrd, vigas \quad (4.9)$$

Partindo desta condição, é possível criar uma semelhante para a zona de ligação laje-pilar. Na circunstância onde se verifica:

$$\sum Mrd, laje > \sum Mrd, pilares \quad (4.10)$$

o dimensionamento procede-se segundo a ideia de laje forte-pilar fraco, levando a que durante a ocorrência de um sismo se formem rótulas plásticas nos pilares e não na laje. Desta forma, é necessária uma pormenorização das secções dos pilares que vai além do EC2. Este é um conceito já adotado em gabinetes de projeto, onde são aplicadas as regras de pormenorização do EC8 referentes aos pilares.

No entanto, isto não faz sentido no tipo de edifícios que estão a ser tratados, uma vez que as secções dos pilares, que apresentam dimensões significativas, as armaduras resultantes do carregamento vertical e o esforço axial atuante para a situação de projeto sísmica conduzem a momentos resistentes muito elevados. Considerando lajes fungiformes com as espessuras habituais entre os 20-35 cm, os momentos resistentes destas são muito inferiores aos dos pilares, sendo impossível conduzir à formação de uma rótula plástica no pilar e manter a laje em regime elástico.

Surge então a necessidade de aplicar o conceito de laje fraca-pilar forte, onde as rótulas plásticas se formam na laje, adjacentes aos pilares:

$$\sum Mrd, laje < \sum Mrd, pilares \quad (4.11)$$

Contudo, o EC8 não apresenta quaisquer regras de pormenorização para as lajes fungiformes, muito menos para lhes conferir ductilidade aquando da criação da rótula plástica.

Garantir ductilidade a uma laje fungiforme, principalmente devido ao punçoamento, é uma dificuldade para a qual o regulamento não estabelece qualquer metodologia de abordagem. Trata-se, portanto, de uma área onde o estudo experimental e analítico deve ser desenvolvido, uma vez que o dimensionamento em ductilidade com rótula plástica na laje não pode ser, atualmente, aplicado com suporte regulamentar.

Conclui-se, então, que quando se verifica que o momento resistente da laje é inferior aos esforços transmitidos pelos pilares para a situação de projeto sísmica, a alternativa que o projetista tem, para estar ao abrigo da regulamentação, é dimensionar a zona da ligação laje-pilar em resistência. O processo de dimensionamento em resistência não considera a formação de nenhuma rótula plástica, permanecendo o sistema secundário em regime elástico aquando da ocorrência do sismo. Deste modo, tal como explicado acima, a única alternativa ao dimensionamento em ductilidade com rótula plástica na laje é sobredimensionar o sistema sísmico secundário, uma vez que o EC8 não aborda sequer esta temática.

4.6. APLICAÇÃO DOS CRITÉRIOS DE CLASSIFICAÇÃO AO MODELO IDEALIZADO

Nesta secção serão aplicados ao modelo objeto de estudo apresentado no capítulo anterior os assuntos abordados neste capítulo, nomeadamente os vários critérios de classificação de elementos estruturais como elementos sísmicos secundários, as implicações que esta classificação tem na conceção da estrutura e o dimensionamento de uma ligação pilar-laje.

Apresenta-se na figura 4-2 novamente a planta estrutural do edifício que é objeto de estudo neste capítulo, identificando-se o conjunto de elementos estruturais que se pretende que sejam classificados como elementos sísmicos secundários. As dimensões das secções de cada elemento, primário e secundário, encontram-se expostas no quadro 3-1.

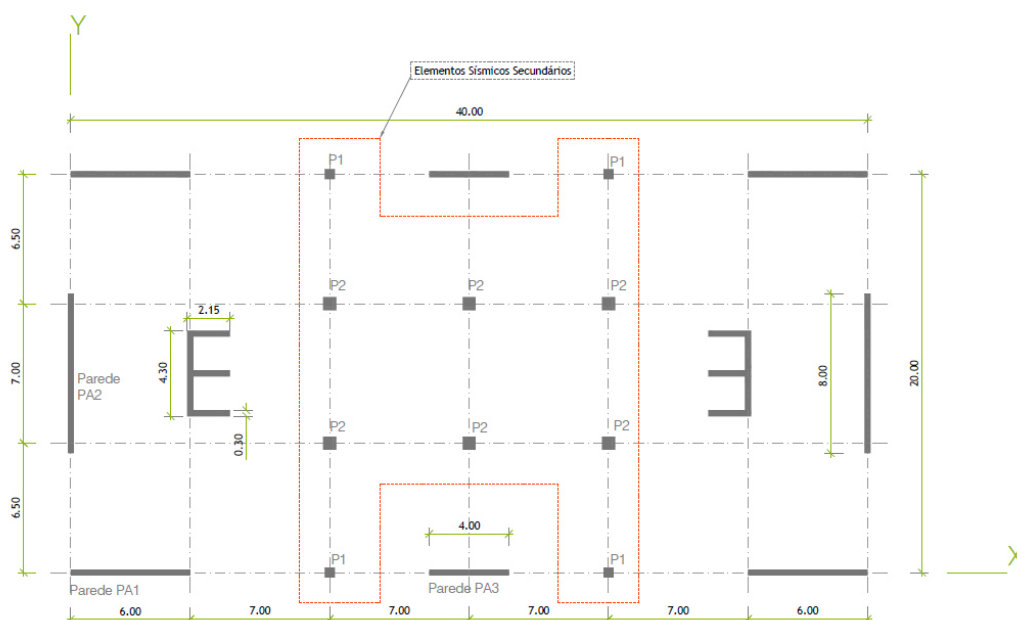


Figura 4-2 - Planta estrutural do edifício idealizado, com a identificação dos elementos secundários

Análise Modal:

Uma análise modal feita à estrutura permitiu obter os seguintes resultados, que se apresentam no quadro 4-1, referentes aos três primeiros modos de vibração:

Quadro 4-1 - Análise modal do modelo idealizado

Modo	Frequência [Hz]	Participação de Massa Mobilizada		
		Ux	Uy	Rz
1	0,2993	0,6795	0	0
2	0,3223	0	0,6743	0
3	0,4274	0	0	0,6687

É notório que os dois primeiros modos dizem respeito a translações puras, segundo apenas uma direção, e que o terceiro tem apenas uma componente torsional. Também se observa que a percentagem de massa modal mobilizada é elevada (67%) para os três primeiros modos, o que revela a importância destes para a resposta dinâmica da estrutura.

Ação Sísmica:

As análises que se apresentam de seguida dizem respeito à atuação da ação sísmica aplicada também no capítulo anterior definida em 3.4.2. No entanto, ao contrário do que foi feito no capítulo 3, a aplicação da ação sísmica na estrutura não foi feita separadamente para cada direção, mas sim com a combinação entre X e Y de acordo com as expressões (4.7) e (4.8), tal como é referido no EC8 em 4.3.3.5.1(3).

4.6.1. CORTE BASAL

Analisando o corte basal, o problema da redução brusca em altura das dimensões do edifício não se aplica a este caso, uma vez que se trata de uma estrutura regular, tanto em altura como em planta. Os resultados desta análise apresentam-se de seguida, no quadro 4-2.

Quadro 4-2 - Aplicação do critério do corte basal no modelo idealizado

	Fb,PRIMÁRIOS [kN]	Fb,SECUNDÁRIOS [kN]	Fb,SECUNDÁRIOS/ Fb,PRIMÁRIOS
Sismo_X	8511	515,4	6,06%
Sismo_Y	8913	705,9	7,92%

Pelos valores obtidos, a importância dos pilares em termos de corte na base para a ação sísmica, nas duas direções, é bastante inferior aos 15% de referência do regulamento, pelo que, segundo este critério, os pilares poderiam ser considerados secundários. No entanto, tal como foi referido antes, o tipo de deformada dos elementos primários, paredes e núcleos, faz com que a sua importância seja mais significativa na base, atraindo mais esforço para estes elementos estruturais, e vá reduzindo em altura. Assim, a avaliação do corte na base, ainda que considere todos os modos de vibração, pode não ser representativa da importância real dos elementos secundários, diga-se, pode estar a subavaliá-la.

4.6.2. FREQUÊNCIA

Seguindo o critério de comparação pelas frequências os resultados obtidos são os que se seguem no quadro 4-3:

Quadro 4-3 - Aplicação do critério da frequência no modelo idealizado

	f_{P+S} [Hz]	f_P [Hz]	f_{P+S}/f_P	$(f_{P+S}/f_P)^2$	
Direção X	0,299	0,264	1,134	1,287	>1,15
Direção Y	0,322	0,304	1,060	1,125	<1,15

A razão entre as frequências dos modelos M_{P+S} e M_P permite concluir que os pilares poderiam ser considerados como secundários apenas na direção Y, o que contraria a análise do corte basal. No entanto, tal como foi referido, este critério apenas toma em consideração as frequências do primeiro modo em cada direção, ainda que estes tenham uma participação modal importante de 67%.

4.6.3. DESLOCAMENTO DO ÚLTIMO PISO

Comparando o deslocamento do centro geométrico do último piso para uma carga horizontal estática aplicada ao nível de cada piso no centro geométrico de 500kN entre os modelos M_{P+S} e M_P , a razão entre a diferença de deslocamentos e o valor obtido no modelo M_P , $\frac{\delta_{p-p} - \delta_{p+s}}{\delta_{p-p}}$, representa a importância do sistema secundário em relação ao primário. Os resultados dos referidos parâmetros estão expostos no quadro 4-4.

Quadro 4-4 - Aplicação do critério do deslocamento do último piso no modelo idealizado

	δ_{P+S} [m]	δ_P [m]	$\delta_P - \delta_{P+S}$ [m]	Secundários/Primários
Carga Horizontal_X	0,1741	0,2274	0,0533	23,4%
Carga Horizontal_Y	0,1514	0,1712	0,0199	11,6%

Embora com valores diferentes dos apresentados nas frequências, a conclusão é a mesma: os pilares seriam secundários apenas na direção Y, pelo que não podem ser dimensionados como tal.

4.6.4. RAZÃO DE RIGIDEZES

Complementarmente às análises feitas acima aos critérios de classificação, é feita neste capítulo a avaliação da razão de rigidezes piso a piso apresentada anteriormente.

Não foi feita uma análise às forças de corte piso a piso, uma vez que se considerou que a avaliação pela razão entre o esforço de corte e os *drifts* é uma abordagem mais correta e que mais se aproxima ao conceito apresentado no EC8. Portanto, apresentam-se a seguir os resultados desta comparação, onde se considerou uma carga horizontal estática aplicada ao nível de cada piso no centro geométrico de 500kN. O quadro 4-5 refere-se apenas à direção X, que se mostrou ser a mais problemática para a definição dos pilares como elementos secundários, pelo que os resultados para a direção Y se encontram no anexo A-

1. No referido quadro, δ_{P+S} e δ_P representam os deslocamentos de cada piso obtidos nos modelos M_{P+S} e M_P , respetivamente, enquanto que K_{P+S} e K_P dizem respeito à razão de rigidez, que se obtém pela divisão entre a força de corte e o deslocamento relativo em cada nível nos modelos M_{P+S} e M_P , respetivamente.

Quadro 4-5 - Parâmetro da razão de rigidez no modelo idealizado, segundo X

Direção X	Força de piso [kN]	M_{P+S}			M_P			Secundário / Primário
Piso		δ_{P+S} [m]	Desloc. Relativo, $_{P+S}$ [m]	K_{P+S}	δ_P [m]	Desloc. Relativo, $_P$ [m]	K_P	
0	500	0	0,0012	409500	0	0,0014	358423	14,3%
1	500	0,001	0,0030	168805	0,001	0,0034	145476	16,0%
2	500	0,004	0,0044	114181	0,005	0,0052	97087	17,6%
3	500	0,009	0,0055	90285	0,010	0,0066	75930	18,9%
4	500	0,014	0,0065	77328	0,017	0,0078	64325	20,2%
5	500	0,021	0,0072	69367	0,024	0,0087	57195	21,3%
6	500	0,028	0,0078	64325	0,033	0,0095	52543	22,4%
7	500	0,036	0,0082	61065	0,043	0,0101	49422	23,6%
8	500	0,044	0,0085	59018	0,053	0,0106	47317	24,7%
9	500	0,052	0,0086	57864	0,063	0,0109	45952	25,9%
10	500	0,061	0,0087	57326	0,074	0,0111	45139	27,0%
11	500	0,070	0,0087	57386	0,085	0,0112	44751	28,2%
12	500	0,078	0,0086	57897	0,096	0,0112	44719	29,5%
13	500	0,087	0,0085	58810	0,108	0,0111	44984	30,7%
14	500	0,095	0,0083	60089	0,119	0,0110	45508	32,0%
15	500	0,104	0,0081	61652	0,130	0,0108	46249	33,3%
16	500	0,112	0,0079	63540	0,141	0,0106	47183	34,7%
17	500	0,120	0,0076	65686	0,151	0,0104	48272	36,1%
18	500	0,127	0,0073	68036	0,161	0,0101	49495	37,5%
19	500	0,135	0,0071	70552	0,172	0,0098	50792	38,9%
20	500	0,142	0,0068	72993	0,181	0,0096	52132	40,0%
21	500	0,149	0,0066	75529	0,191	0,0094	53442	41,3%
22	500	0,155	0,0064	77845	0,200	0,0092	54639	42,5%
23	500	0,162	0,0063	79808	0,210	0,0090	55636	43,4%
24	500	0,168	0,0061	81340	0,218	0,0089	56414	44,2%
25	0	0,174			0,227			

Ao contrário do que se constatou na análise do corte basal, esta comparação revelou uma maior importância dos pilares na direção X. Além disso, segundo este critério, os pilares só poderiam ser considerados secundários no primeiro piso, na direção X. O aumento de importância dos pilares em altura e a ultrapassagem do valor de referência 15% são questões que foram referidas acima e que já estava previsto que fossem acontecer.

O gráfico da figura 4-3 representa a variação da importância dos pilares em termos de rigidez ao longo da altura da estrutura, para as duas direções. É, assim, possível observar a informação presente em anexo relativa à direção Y e constatar que esta é menos condicionante que X, ultrapassando os 15% a partir do piso 17.

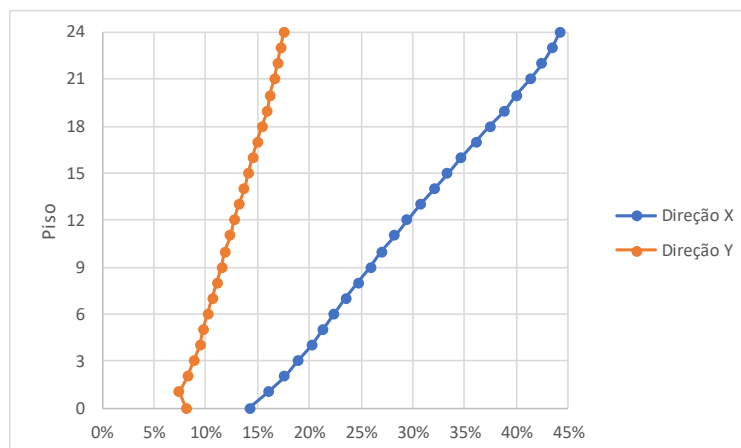


Figura 4-3 - Gráfico da variação da importância dos elementos secundários em relação aos elementos primários no modelo idealizado

Pela análise das relações Secundário/Primário apresentadas no quadro e no gráfico, é possível observar a regularidade em altura da estrutura, onde a importância dos pilares aumenta quase linearmente à medida que se aproxima do topo, segundo as duas direções. Esta linearidade permite concluir que a estrutura apresenta um comportamento dinâmico regular.

4.6.5. CONCLUSÃO

Tendo em conta as diferentes comparações, observa-se que estas apresentam resultados distintos e, portanto, conclusões distintas. Pelo critério do corte basal, os pilares poderiam ser considerados como elementos secundários; através das frequências e dos deslocamentos do último piso, toda a estrutura deveria ser primária e, segundo o método da razão de rigidez piso a piso, apenas no primeiro piso se poderiam ter os pilares como sistema secundário.

Esta diferença de resultados já era esperada tendo em conta as considerações que foram sendo feitas na apresentação dos diferentes critérios. Conforme a análise modal feita à estrutura e a importância dos dois primeiros modos, que são de translação em cada direção, a comparação envolvendo as frequências destes modos será o critério mais correto a aplicar à classificação dos elementos sísmicos secundários.

Ainda assim, considerando a hipótese de seguir os três critérios e ainda o método da razão de rigidez, resultariam, então, duas consequências possíveis: considerar os pilares parte integrante do sistema sísmico primário ou considerá-los como secundários no primeiro piso. Da primeira, surge o problema de o sistema estrutural ser composto por lajes fungiformes. Tal como referido anteriormente, o EC8 não recomenda que este tipo de lajes não seja utilizado como parte do sistema de elementos sísmicos primários, exceto em casos de classe de ductilidade baixa (DCL), o que não é o caso. Tendo em conta que as lajes fungiformes têm tendência a apresentar um mau comportamento quando sujeitas a ações horizontais, uma vez que se origina uma grande concentração de esforços de flexão e punçoamento e têm fraca capacidade de dissipação histerética de energia, considerar os pilares e, portanto, as suas ligações à laje como parte do sistema resistente à ação sísmica não é aconselhável e vai contra as recomendações do regulamento.

Para resolver este problema de modo a incluir os pilares como parte do sistema primário, uma vez que a sua importância em termos de rigidez é relevante tal como se demonstrou pelos resultados dos vários critérios expostos acima, seria necessário introduzir vigas para fortalecer a ligação dos mesmo à laje. Consequentemente, o sistema de lajes fungiformes deixaria de existir e a tipologia estrutural do edifício

seria alterada com a introdução de um sistema porticado. Isto eliminaria as diversas vantagens de ter um sistema de lajes fungiformes e poderia obrigar a alterações estruturais mais profundas, tal como aumentar a altura do pé direito, que com lajes fungiformes permite que este seja menor que o necessário para lajes com vigas devido à altura das mesmas. Além da introdução deste elemento estrutural, seria preciso controlar o esforço axial reduzido nos pilares para a combinação sísmica. Tal como é referido no art.º 5.4.3.2.1(3)P, os pilares primários devem verificar $\nu \leq 0,65$, algo que pode obrigar a aumentar significativamente as secções dos mesmos, incrementando a importância destes para a rigidez lateral da estrutura.

Da segunda consequência, geram-se as questões já referidas anteriormente ao considerar os pilares como elementos secundários até um determinado nível e como primários acima deste. O tipo de dimensionamento aplicado a cada grupo seria diferente, assim como a resposta dos mesmos quando a estrutura estivesse sujeita a um sismo. Desta forma, resultaria um comportamento irregular em altura da estrutura, o que não é viável mesmo do ponto de vista dos princípios de conceção do EC8.

Conclui-se então que, tendo como objetivo manter a mesma tipologia estrutural com lajes fungiformes e agrupar os pilares como elementos sísmicos secundários, é imprescindível alterar a estrutura deste edifício, retirando rigidez lateral aos pilares e incrementando-a nas paredes e nos núcleos. É, portanto, necessário fazer uma otimização estrutural que cumpra estes objetivos.

4.6.6. MODELO OTIMIZADO

Foi notória, pela observação dos resultados obtidos dos diversos critérios de classificação de elementos secundários, que a importância da rigidez lateral dos pilares relativamente à das paredes e núcleos é mais significativa na direção X que segundo Y. Partindo deste conhecimento, conceber os pilares quadrados pode levar a dimensões das secções transversais que não sejam viáveis do ponto de vista da resistência às cargas verticais dada a elevada necessidade de redução das mesmas. Deste modo, optou-se por pilares retangulares com a maior dimensão orientada segundo Y, o que implicará um aumento da rigidez lateral destes segundo esta direção e uma diminuição segundo X.

Além disso, verificou-se a necessidade de aumentar a rigidez lateral dos elementos primários, procedendo-se ao alargamento da espessura tanto dos núcleos como das paredes. O incremento da espessura dos núcleos foi uniforme para 35cm, enquanto que nas paredes houve um maior aumento de espessura nos primeiros 30m da altura. Algumas paredes orientadas segundo X tiveram um acréscimo de espessura ainda mais significativo dada a imprescindibilidade de melhorar a rigidez lateral do sistema primário nesta direção. Refira-se que seria mais eficiente para o aumento de rigidez incrementar a maior dimensão das paredes; no entanto, optou-se por alterar a espessura com o objetivo de não modificar a disposição das fachadas.

Apresenta-se na figura 4-4 a planta estrutural e no quadro 4-6 as novas dimensões das secções transversais dos elementos estruturais para o modelo otimizado:

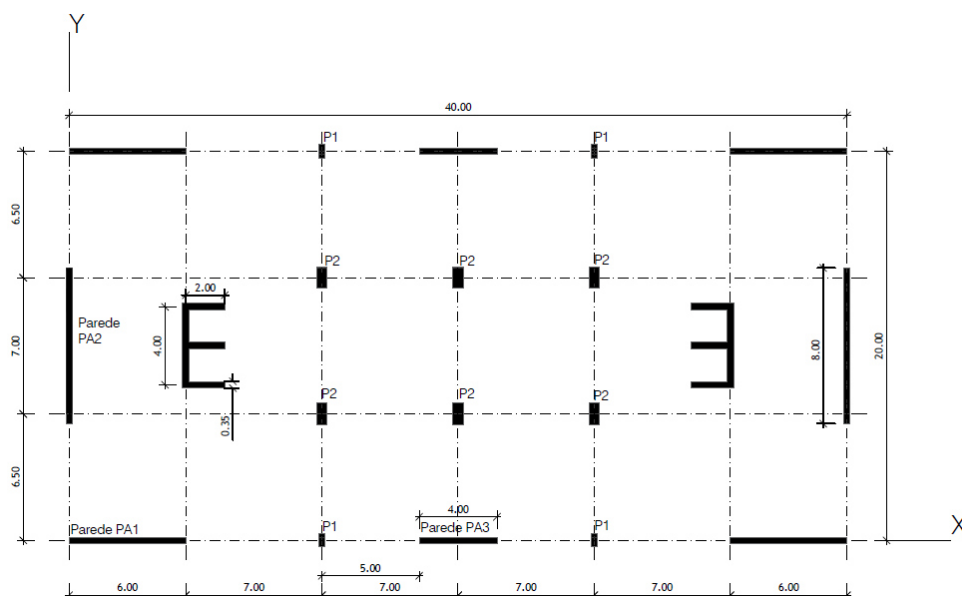


Figura 4-4 - Planta estrutural do modelo otimizado

Quadro 4-6 - Dimensões das secções transversais dos elementos estruturais do modelo otimizado

Elemento estrutural	Pisos	Dimensão [m]
Pilar P1 (a x b)	0 – 5	0.30 x 0.70
	5 – 10	0.25 x 0.65
	10 – 15	0.20 x 0.55
	15 – 20	0.20 x 0.45
	20 – 25	0.20 x 0.20
Pilar P2 (a x b)	0 – 5	0.55 x 1.10
	5 – 10	0.45 x 1.00
	10 – 15	0.35 x 0.90
	15 – 20	0.25 x 0.80
	20 – 25	0.20 x 0.55
Paredes PA1 e PA2(e)	0 – 10	0.50
	10 – 25	0.40
Parede PA3 (e)	0 – 10	0.60
	10 – 25	0.40
Núcleos (e)	0 – 25	0.35
Lajes Fungiformes (e)	0 – 25	0.25

Serão aplicados a este modelo os mesmos critérios expostos anteriormente para a verificação da classificação dos pilares como elementos sísmicos secundários.

4.6.6.1. Corte Basal

Observa-se, no quadro 4-7, uma redução significativa da importância do corte basal presente nos pilares em relação ao das paredes e dos núcleos, comparativamente ao modelo anterior. Também se constata uma diferença relevante entre a importância dos pilares na direção Y e segundo X, algo que pode não ser representativo da realidade, uma vez que também se tinha verificado o mesmo no modelo anterior, no qual se constatou posteriormente não estar coerente com os restantes parâmetros. A reduzida importância dos pilares na direção X terá sido amplificada pelo aumento mais significativo da espessura das paredes nos 30m mais próximos da base, o que intensificou o efeito de encastramento referido acima. Tal como na estrutura prévia, este parâmetro permite considerar os pilares como elementos secundários.

Quadro 4-7 - Aplicação do critério do corte basal ao modelo otimizado

	Fb, PRIMÁRIOS [kN]	Fb, SECUNDÁRIOS [kN]	Fb, SECUNDÁRIOS/ Fb, PRIMÁRIOS
Sismo_X	9978	149,5	1,50%
Sismo_Y	9832	507,3	5,16%

4.6.6.2. Frequência

Pela observação do quadro 4-8, a importância dos pilares na direção X é de 15,6%, o que se pode considerar como um valor aceitável, e segundo Y a importância é de 10%. Estes resultados permitem classificar os pilares como parte integrante do sistema resistente secundário, de acordo com o EC8.

Quadro 4-8 - Aplicação do critério da frequência ao modelo otimizado

	f _{P+S} [Hz]	f _P [Hz]	f _{P+S} /f _P	(f _{P+S} /f _P) ²
Direção X	0,3151	0,2931	1,075	1,156
Direção Y	0,3497	0,3335	1,049	1,100

≈1,15

4.6.6.3. Deslocamento do Último Piso

Os resultados deste critério, expostos no quadro 4-9, são semelhantes aos constatados pelo parâmetro da frequência, corroborando a conclusão tirada acima.

Quadro 4-9 - Aplicação do critério do deslocamento do último piso ao modelo otimizado

	δ _{P+S} [m]	δ _P [m]	δ _P – δ _{P+S} [m]	Secundários/Primários
Carga Horizontal_X	0,1556	0,1808	0,0253	14,0%
Carga Horizontal_Y	0,1260	0,1392	0,0132	9,5%

4.6.6.4. Razão de Rigidezes

Tal como foi feito acima, o quadro 4-10 refere-se apenas à direção X, que se mostrou ser a mais problemática para a definição dos pilares como elementos secundários, pelo que os resultados para a direção Y se encontram no anexo A-2.

Quadro 4-10 - Parâmetro da razão de rigidez no modelo otimizado, segundo X

Direção X	Força de piso [kN]	M _{P+S}			M _P			Secundário / Primário
Piso		δ_{P+S} [m]	Desloc. Relativo, P+S [m]	K _{P+S}	δ_P [m]	Desloc. Relativo, P [m]	K _P	
0	500	0	0,0009	568828	0	0,0010	524659	8,4%
1	500	0,001	0,0022	228728	0,001	0,0024	208073	9,9%
2	500	0,003	0,0033	151837	0,003	0,0036	137099	10,8%
3	500	0,006	0,0042	118147	0,007	0,0047	106000	11,5%
4	500	0,011	0,0050	99641	0,012	0,0056	88889	12,1%
5	500	0,016	0,0057	88106	0,017	0,0064	78223	12,6%
6	500	0,021	0,0062	80515	0,024	0,0070	71164	13,1%
7	500	0,027	0,0066	75335	0,031	0,0075	66278	13,7%
8	500	0,034	0,0070	71746	0,038	0,0080	62846	14,2%
9	500	0,041	0,0072	69281	0,046	0,0083	60445	14,6%
10	500	0,048	0,0074	67186	0,055	0,0086	58439	15,0%
11	500	0,056	0,0076	65972	0,063	0,0088	57110	15,5%
12	500	0,063	0,0076	65368	0,072	0,0089	56351	16,0%
13	500	0,071	0,0077	65274	0,081	0,0089	56054	16,4%
14	500	0,079	0,0076	65634	0,090	0,0089	56136	16,9%
15	500	0,086	0,0075	66260	0,099	0,0088	56523	17,2%
16	500	0,094	0,0074	67259	0,107	0,0087	57169	17,6%
17	500	0,101	0,0073	68503	0,116	0,0086	58038	18,0%
18	500	0,109	0,0071	69959	0,125	0,0085	59074	18,4%
19	500	0,116	0,0070	71521	0,133	0,0083	60226	18,8%
20	500	0,123	0,0068	73099	0,142	0,0081	61433	19,0%
21	500	0,130	0,0067	74705	0,150	0,0080	62649	19,2%
22	500	0,136	0,0066	76231	0,158	0,0078	63767	19,5%
23	500	0,143	0,0065	77483	0,165	0,0077	64708	19,7%
24	500	0,149	0,0064	78518	0,173	0,0076	65471	19,9%
25	0	0,156			0,181			

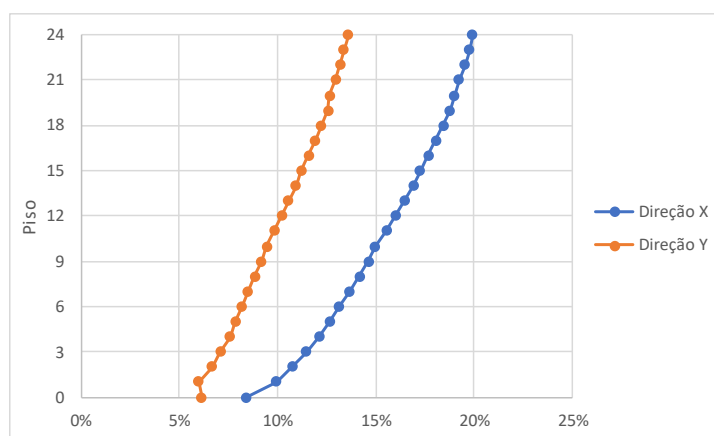


Figura 4-5 - Gráfico da variação da importância dos secundários em relação aos primários no modelo otimizado

Constatou-se, pela observação da figura 4-5, a redução da importância dos pilares em altura, chegando mesmo a estar abaixo dos 15% regulamentares para a direção Y.

Observa-se novamente uma variação linear da importância dos pilares relativamente aos elementos primários, sendo que neste modelo otimizado as duas direções estão mais próximas, resultado da disposição dos pilares em secções retangulares com a maior dimensão orientada para Y.

4.6.6.5. Conclusão

Apesar de, nos resultados do parâmetro da razão de rigidez, os 15% serem ultrapassados a partir do piso 11º, tal como foi referido anteriormente, este não será utilizado como critério de classificação, mas sim como informação complementar acerca da regularidade da estrutura, pelo que o modelo apresentado cumpre, portanto, o objetivo de ter os pilares como elementos secundários, pois respeita os critérios do corte basal, da frequência e do deslocamento do último piso, o que permite manter o sistema estrutural com lajes fungiformes sem que sejam ignorados quaisquer requisitos e recomendações expostas no regulamento.

Foi feita, ainda, uma análise aos efeitos de 2ª ordem e a verificação da limitação do deslocamento entre pisos, com o objetivo de validar esta estrutura antes de se avançar para o seu dimensionamento. Considerando um edifício de classe de importância II e uma ação sísmica tipo 1, de acordo com o Anexo Nacional tem-se para a verificação da limitação de danos o parâmetro $\nu = 0,40$. Além disso, o limite mais condicionante é dado pela expressão (4.31) do art.º4.4.3.2(1)a), que estrema os deslocamentos relativos em 0,0375m. Os resultados destas verificações encontram-se nos anexos A-3, A-4 e A-5. Verificou-se o cumprimento deste requisito de limitação de danos, existindo uma maior folga nos deslocamentos relativos na direção Y, onde o valor máximo foi de 0,0267m, enquanto que, segundo X, o deslocamento relativo máximo foi de 0,0334m, ambos correspondentes aos pisos 16 e 17.

4.7. DIMENSIONAMENTO DA LIGAÇÃO PILAR-LAJE

Após a classificação dos elementos estruturais como primários e secundários ter sido aplicada ao modelo idealizado, apresenta-se neste subcapítulo o dimensionamento de uma ligação pilar-laje, de acordo com as regras que o EC8 expõe para estes casos. Tal como foi referido ao longo deste trabalho, o EC8 recomenda, em Anexo Nacional, que as lajes fungiformes não sejam utilizadas como parte do sistema de elementos sísmicos primários dado que o seu comportamento sísmico não está totalmente esclarecido. Desta forma, o dimensionamento de uma ligação pilar-laje apresentado à frente foi executado considerando-a como parte do sistema sísmico secundário.

Para se proceder à escolha do nó de ligação a dimensionar, foi avaliada a distribuição de momentos num pilar em toda a altura da estrutura, de modo a perceber onde os momentos fletores devidos ao sismo eram mais elevados, com o objetivo de escolher um nó onde a combinação de carga sísmica pudesse ser condicionante face à combinação em Estado Limite Último com ação variável base a sobrecarga.

Foi, assim, escolhido o nó de ligação correspondente à laje do piso 5 ($z=15\text{m}$). Tal como apresentado no quadro 4-6, os tramos de pilar adjacentes à laje, que tem uma espessura de 0.25 m, são do tipo P2 e têm uma área de $0.55 \times 1.10 \text{ m}^2$ (inferior – Pilar P2A) e $0.45 \times 1.00 \text{ m}^2$ (superior – Pilar P2B). A localização em planta do pilar escolhido e o esquema da ligação pilares-laje apresentam-se nas figuras 4-6 e 4-7, respetivamente.

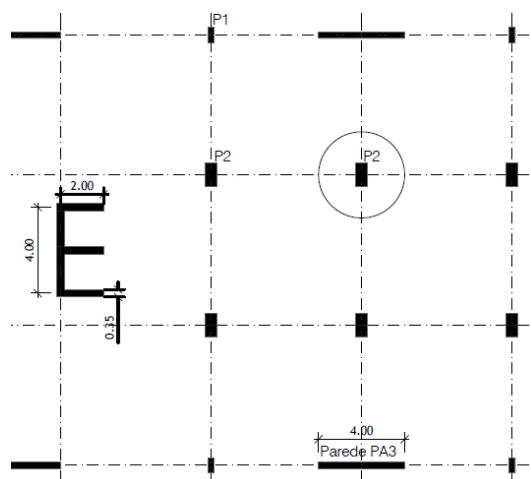


Figura 4-6 - Localização do pilar em planta

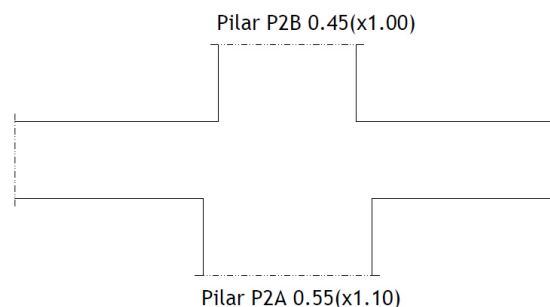


Figura 4-7 - Esquema da ligação pilar-laje

De modo a compreender qual o tipo de dimensionamento, em resistência ou ductilidade, a realizar, a metodologia aplicada tanto para este modelo idealizado como para o caso de estudo que se apresenta no capítulo seguinte é descrita de seguida:

1. Obtenção de esforços para os pilares e laje na zona da ligação, considerando duas combinações: a de Estado Limite Último com ação variável base a sobrecarga e a sísmica, sendo utilizado o espectro de resposta de cálculo (isto tem como objetivo perceber se o dimensionamento em ductilidade é exequível);
2. Cálculo da armadura necessária para os pilares e a laje seguindo as regras do EC2;
3. Comparação entre $M_{Rd,Laje}$ e $M_{Rd,Pilar}$

Caso se verifique a condição da expressão (4.10), o dimensionamento em ductilidade é possível e aplicam-se as pormenorizações expostas na secção 5 do EC8 referentes aos pilares. Caso contrário, apenas o dimensionamento em resistência é possível, tal como foi explicado anteriormente.

4.7.1. DIMENSIONAMENTO EM RESISTÊNCIA OU DUCTILIDADE

4.7.1.1. Obtenção de Esforços de Dimensionamento

Os esforços de cálculo, para a verificação do tipo de dimensionamento, referentes à combinação sísmica são obtidos para cada direção a partir do espectro de cálculo, tal como referido anteriormente, através da expressão:

$$Comb, E_d = (Comb. Quase Permanente) \pm E_{Ed,i} \times \frac{d_{P,i}}{d_{P+S,i}} \times \frac{1}{1-\theta_i} \quad (4.12)$$

O fator relativo aos efeitos de 2ª ordem encontra-se nos quadros nos anexos A-4 e A-5, já referidos no final do subcapítulo anterior e, para o cálculo do parâmetro relativo aos deslocamentos, foi aplicada uma carga horizontal estática ao nível de cada piso no centro geométrico de 500kN nos modelos M_{P+S} e M_P , onde a rigidez dos elementos estruturais é correspondente à fendilhada, logo, reduzida a metade.

Os fatores de majoração para as direções X e Y associados ao nó de ligação a dimensionar apresentam-se de seguida no quadro 4-11.

Quadro 4-11 - Coeficientes multiplicativos do piso 5

Direção	$d_{p,i}$ [m]	$d_{p+s,i}$ [m]	$\frac{d_{p,i}}{d_{p+s,i}}$	$\frac{1}{1-\theta_i}$	Fator de Majoração
X	0,0347	0,0312	1,111	1,327	1,474
Y	0,0281	0,0263	1,069	1,244	1,330

Apresentam-se no quadros 4-12 a 4-14 os esforços de cálculo na laje e nos pilares adjacentes associados às duas combinações utilizadas, realçando-se que, na ação sísmica, o espectro de resposta utilizado foi o de cálculo, ou seja, com um coeficiente de comportamento igual a 3.

Relativamente ao Pilar P2A, de secção 0.55x1.10 m²,

Quadro 4-12 - Esforços de dimensionamento do Pilar P2A para q=3

Combinação	Base/Topo (0/1)	Max/Min	N [kN]	M _x [kN.m]	M _y [kN.m]	V _x [kN]	V _y [kN]
ELU, Q _k	0		14250,83	-50,14	0,00	0,00	-36,99
ELU, Q _k	1		14189,59	60,81	0,00	0,00	-36,99
Comb,E _d (X), q=3	0	Max	9168,89	40,73	126,22	64,50	0,87
Comb,E _d (X), q=3	1	Max	9123,53	52,11	68,59	64,50	0,87
Comb,E _d (X), q=3	0	Min	9342,79	-104,52	-126,22	-64,50	-47,91
Comb,E _d (X), q=3	1	Min	9297,43	25,23	-68,59	-64,50	-47,91
Comb,E _d (Y), q=3	0	Max	8994,31	186,55	34,17	17,46	49,83
Comb,E _d (Y), q=3	1	Max	8948,95	79,10	18,57	17,46	49,83
Comb,E _d (Y), q=3	0	Min	9517,37	-250,34	-34,17	-17,46	-96,88
Comb,E _d (Y), q=3	1	Min	9472,01	-1,76	-18,57	-17,46	-96,88
C _{QP}	0		9255,84	-31,90	0,00	0,00	-23,52
C _{QP}	1		9210,48	38,67	0,00	0,00	-23,52

Para o Pilar P2B (0.45x1.00 m²),

Quadro 4-13 - Esforços de dimensionamento do Pilar P2B para q=3

Combinação	Base/Topo (0/1)	Max/Min	N [kN]	M _x [kN.m]	M _y [kN.m]	V _x [kN]	V _y [kN]
ELU, Q _k	0		13439,23	-49,33	0,00	0,00	-36,05
ELU, Q _k	1		13393,68	58,81	0,00	0,00	-36,05
Comb,E _d (X), q=3	0	Max	8647,61	22,64	93,26	51,88	-1,73
Comb,E _d (X), q=3	1	Max	8613,87	53,31	63,27	51,88	-1,73
Comb,E _d (X), q=3	0	Min	8806,15	-85,37	-93,26	-51,88	-44,11
Comb,E _d (X), q=3	1	Min	8772,41	21,48	-63,27	-51,88	-44,11
Comb,E _d (Y), q=3	0	Max	8488,46	131,07	25,25	14,05	40,81
Comb,E _d (Y), q=3	1	Max	8454,72	85,27	17,13	14,05	40,81
Comb,E _d (Y), q=3	0	Min	8965,29	-193,80	-25,25	-14,05	-86,65
Comb,E _d (Y), q=3	1	Min	8931,55	-10,48	-17,13	-14,05	-86,65
C _{QP}	0		8726,88	-31,37	0,00	0,00	-22,92
C _{QP}	1		8693,14	37,40	0,00	0,00	-22,92

Para a laje, na zona da ligação com os pilares, os momentos fletores foram obtidos a partir da sua integração numa largura de 2m, através da funcionalidade *section cut* do software SAP2000. Os valores foram posteriormente divididos pelo comprimento da integração do esforço de modo a obter o momento unitário médio desta secção de corte.

Quadro 4-14 - Esforços de dimensionamento na laje para q=3

Combinação	m _x [kN.m/m]	m _y [kN.m/m]
ELU, Q _k	-150,6	-138,5
Comb,E _d (X), q=3	-107,8	-127,1
Comb,E _d (Y), q=3	-129,5	-100,3

Observa-se que se o dimensionamento em ductilidade for possível, a armadura longitudinal da laje na zona da ligação aos pilares seria condicionada pela combinação de carregamento vertical e não pela ação sísmica.

4.7.1.2. Dimensionamento dos Elementos Estruturais

O dimensionamento dos elementos estruturais foi feito com recurso ao programa interno da empresa A400 – Projetistas e Consultores de Engenharia, Lda. designado por *FlexDesv*. Trata-se de um software de análise de peças lineares sujeitas a esforços de flexão composta e desviada, que segue as regras de cálculo do EC2 e verifica a segurança de uma secção transversal para o carregamento que lhe é aplicado.

As armaduras longitudinais e transversais resultantes do dimensionamento pelo EC2 de ambos os pilares encontram-se representadas no esquema da figura 4-8.

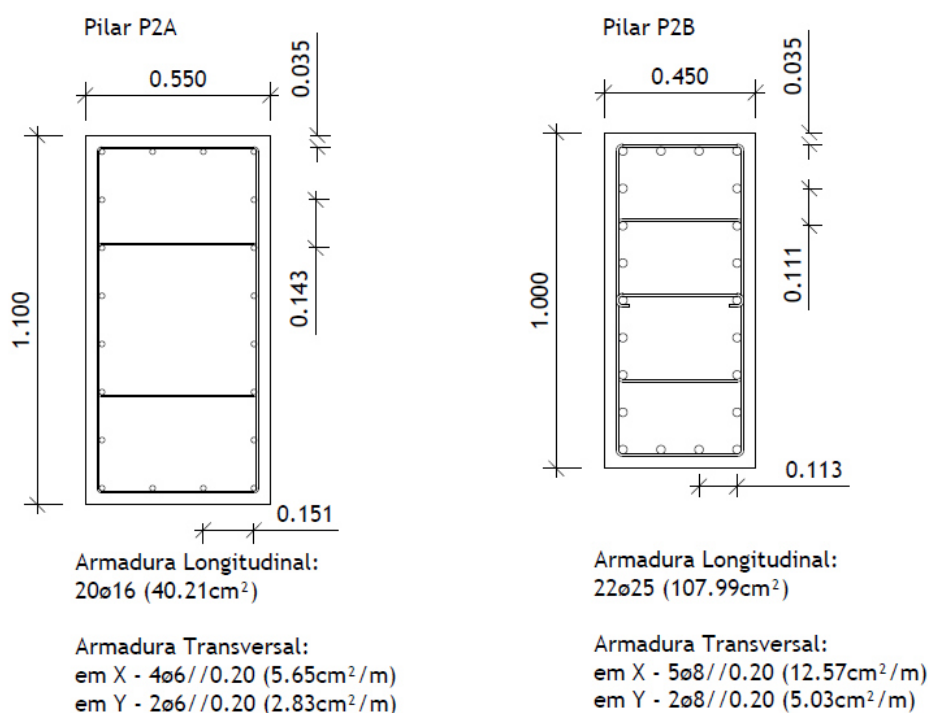


Figura 4-8 - Esquema de armaduras longitudinais e transversais nos pilares

É de referir que em ambos os pilares, o cálculo de armadura foi condicionado pela combinação ELU, Q_k e não pela ação sísmica. Desta forma, o método de dimensionamento em resistência expresso no EC8 não se mostrou relevante para este caso.

Na laje, optou-se por uma disposição de armadura igual para as duas direções, resultando numa armadura superior de $\Phi 16//0.10$ (20.1 cm²). Foi atribuída uma armadura inferior equivalente a $\Phi 12//0.15$ (7.53 cm²).

Desta forma, procede-se de seguida à verificação da possibilidade de se executar o dimensionamento em ductilidade, determinando-se o momento resistente da laje e dos pilares, sendo que para estes o cálculo do momento corresponde à combinação sísmica, ou seja, para o esforço axial mais condicionante resultante desta. Os valores dos momentos resistentes estão expostos nos quadros 4-15 e 4-16.

Para a laje, o momento resistente superior resulta em $m_{Rd,sup}=157.7$ kN.m/m e o inferior em $m_{Rd,inf}=62.5$ kN.m/m. Assim, a laje apresenta um momento resistente total de $m_{Rd,total}=220.2$ kN.m/m. De modo a ser possível comparar com a resistência dos pilares, multiplicou-se este momento resistente por metro linear pela largura de integração aplicada na recolha dos esforços para dimensionamento – 2m. Assim:

$$\sum M_{rd,laje} = 440.4 \text{ kN.m}$$

Para os pilares, o esforço axial aplicado para determinar o momento resistente corresponde ao medido na secção de topo do Pilar P2A e da base do Pilar P2B.

Quadro 4-15 - Momentos resistentes dos pilares para a combinação sísmica segundo X

		N_{Ed} [kN]	$M_{Rd,Y}$ [kN.m]
Comb, $E_d(X)$	Pilar P2A	9297	1100
	Pilar P2B	8806	911.7
$\sum M_{Rd,Pilares}$			2012

Quadro 4-16 - Momentos resistentes dos pilares para a combinação sísmica segundo Y

		N_{Ed} [kN]	$M_{Rd,X}$ [kN.m]
Comb, $E_d(Y)$	Pilar P2A	9472	2101
	Pilar P2B	8965	1899
$\sum M_{Rd,Pilares}$			4000

É notório então que se trata do caso onde se verifica a expressão (4.11) não sendo possível efetuar o dimensionamento em ductilidade, tal como se previa tendo em conta este tipo de estruturas, como os edifícios altos. Como tal, procede-se agora à determinação dos esforços, mas agora considerando para a ação sísmica o espectro de resposta elástico, onde o coeficiente de comportamento é unitário.

4.7.2. DIMENSIONAMENTO EM RESISTÊNCIA

Os esforços de cálculo obtidos para os pilares e a laje são expostos nos quadros 4-17 a 4-19.

Para o Pilar P2A,

Quadro 4-17 - Esforços de dimensionamento do Pilar P2A para $q=1$

Combinação	Base/Topo (0/1)	Max/Min	N [kN]	M_x [kN.m]	M_y [kN.m]	V_x [kN]	V_y [kN]
ELU, Q_k	0		14250,83	-50,14	0,00	0,00	-36,99
ELU, Q_k	1		14189,59	60,81	0,00	0,00	-36,99
Comb, $E_d(X)$, $q=1$	0	Max	9131,65	78,48	166,37	90,93	18,10
Comb, $E_d(X)$, $q=1$	1	Max	9086,29	78,33	112,57	90,93	18,10
Comb, $E_d(X)$, $q=1$	0	Min	9380,03	-142,28	-166,37	-90,93	-65,15
Comb, $E_d(X)$, $q=1$	1	Min	9334,67	-0,99	-112,57	-90,93	-65,15
Comb, $E_d(Y)$, $q=1$	0	Max	8882,32	300,09	45,03	24,61	101,67
Comb, $E_d(Y)$, $q=1$	1	Max	8836,96	157,95	30,47	24,61	101,67
Comb, $E_d(Y)$, $q=1$	0	Min	9629,36	-363,89	-45,03	-24,61	-148,71
Comb, $E_d(Y)$, $q=1$	1	Min	9584,00	-80,61	-30,47	-24,61	-148,71
C_{QP}	0		9255,84	-31,90	0,00	0,00	-23,52
C_{QP}	1		9210,48	38,67	0,00	0,00	-23,52

Para o Pilar P2B,

Quadro 4-18 - Esforços de dimensionamento do Pilar P2B para $q=1$

Combinação	Base/Topo (0/1)	Max/Min	N [kN]	M_x [kN.m]	M_y [kN.m]	V_x [kN]	V_y [kN]
ELU, Q_k	0		13439,23	-49,33	0,00	0,00	-36,05
ELU, Q_k	1		13393,68	58,81	0,00	0,00	-36,05
Comb, $E_d(X)$, $q=1$	0	Max	8614,10	48,10	118,16	69,99	11,92
Comb, $E_d(X)$, $q=1$	1	Max	8580,36	81,49	96,46	69,99	11,92
Comb, $E_d(X)$, $q=1$	0	Min	8839,65	-110,83	-118,16	-69,99	-57,76
Comb, $E_d(X)$, $q=1$	1	Min	8805,91	-6,70	-96,46	-69,99	-57,76
Comb, $E_d(Y)$, $q=1$	0	Max	8387,69	207,64	31,99	18,95	81,86
Comb, $E_d(Y)$, $q=1$	1	Max	8353,95	170,03	26,11	18,95	81,86
Comb, $E_d(Y)$, $q=1$	0	Min	9066,06	-270,37	-31,99	-18,95	-127,70
Comb, $E_d(Y)$, $q=1$	1	Min	9032,32	-95,24	-26,11	-18,95	-127,70
C_{QP}	0		8726,88	-31,37	0,00	0,00	-22,92
C_{QP}	1		8693,14	37,40	0,00	0,00	-22,92

Para a laje,

Quadro 4-19 - Esforços de dimensionamento na laje para $q=1$

Combinação	m_x [kN.m/m]	m_y [kN.m/m]
ELU, Q_k	-150,6	-138,5
Comb, $E_d(X)$, $q=1$	-114,4	-141,9
Comb, $E_d(Y)$, $q=1$	-149,3	-106,5

Verificou-se que o dimensionamento dos pilares não se alterou, uma vez que a combinação condicionante foi a de Estado Limite Último com ação base a sobrecarga, pelo que a disposição de armaduras se mantém.

No caso da laje, a situação foi semelhante, pois, embora m_y tenha aumentado devido à combinação sísmica segundo X, de modo a manter a mesma armadura nas duas direções, o momento condicionante resultou de ELU, Q_k .

Dimensionada a armadura de flexão da laje para a zona da ligação aos pilares, expõe-se de seguida a verificação ao punçoamento. Esta verificação foi feita recorrendo novamente a um programa interno da empresa A400, que permite analisar, entre outros parâmetros, a necessidade de armadura de punçoamento.

Foi, contudo, necessário averiguar os esforços transmitidos pelos pilares à laje, principalmente os momentos fletores, que aparecem nas duas direções, originando uma carga vertical excêntrica em relação aos dois eixos. Para a análise da transmissão de momentos dos pilares à laje, observaram-se os

resultados da análise modal, nomeadamente os momentos M_x e M_y para os dois primeiros modos, por forma a perceber a sua distribuição no nó de ligação, sendo que para a combinação sísmica segundo X se examinou o 1º modo e para a combinação segundo Y se considerou o 2º. Constatou-se, então, que os momentos M_x nas extremidades dos pilares adjacentes à laje têm o mesmo sinal, logo o esforço que lhe é transmitido é a diferença entre estes dois valores, enquanto que os momentos M_y apresentam sinais contrários, resultando num esforço transferido para a laje igual à soma dos seus valores absolutos.

Quadro 4-20 - Esforços e tensões atuantes e resistentes de punçoamento

Combinação	N [kN]	M_x [kN.m]	M_y [kN.m]	β	$v_{Rd,c}$ [MPa]	$v_{Rd,max}$ [MPa]	v_{Ed} [MPa]
ELU, Q_k	750	110.1	0	1.2	0.79	6.02	0.77
Comb, $E_d(X)$	495	109.8	230.8	1.53	0.79	6.02	0.65
Comb, $E_d(Y)$	518	189.8	62.5	1.5	0.79	6.02	0.67

Verifica-se, pela observação do quadro 4-20, a resistência ao punçoamento pelo EC2, não sendo necessária armadura específica na zona da ligação pilar-laje. Ainda assim, constata-se que a combinação condicionante não foi a sísmica, mas sim a de carregamento vertical, mesmo com um dimensionamento em resistência.

Pela observação dos quadros 4-17 a 4-19, verifica-se um aumento de esforços nos respetivos elementos estruturais de um fator inferior a 3, valor do coeficiente de comportamento, uma vez que as acelerações espectrais para os primeiros modos são idênticas, tal como se demonstra a seguir. Tomando apenas os dois primeiros modos de vibração, correspondentes aos primeiros modos de translação, e considerando a rigidez fendilhada por via da redução para metade do módulo de elasticidade devido às razões apresentadas no capítulo 3, tal como foi feito para o dimensionamento dos elementos secundários, são obtidas as acelerações espectrais que se apresentam a seguir no quadro 4-21, tanto para o espectro elástico (S_e) como para o de cálculo (S_d). Além destes parâmetros, avalia-se ainda o aumento percentual da aceleração espectral ao passar do espectro de cálculo para o elástico, exposto por Δ .

Quadro 4-21 – Acelerações espectrais para $q=3$ e $q=1$, nos dois primeiros modos, na estrutura idealizada

	T [s]	S_d [m/s ²]	S_e [m/s ²]	Δ [%]
1º Modo	4,488	0,30	0,33	+10
2º Modo	4,044	0,30	0,41	+36

A figura 4-9 apresentada a seguir permite comparar ambos os espectros, assim como localizar os períodos dos referidos modos e as correspondentes acelerações, permitindo confirmar a proximidade das mesmas e justificar que os esforços obtidos no dimensionamento em resistência tenham um aumento relativamente aos do dimensionamento em ductilidade inferior ao valor do coeficiente de comportamento.

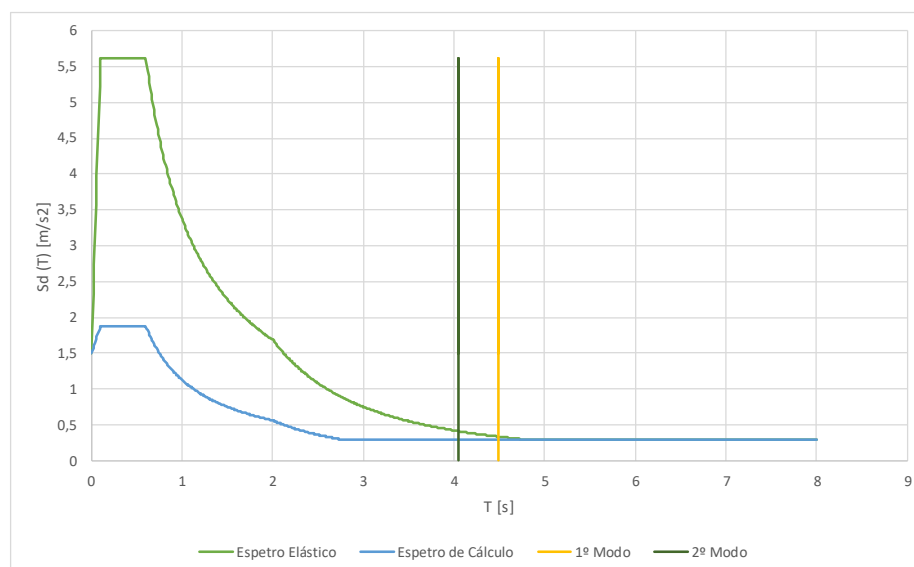


Figura 4-9 - Espectros de resposta e primeiros modos de translação da estrutura idealizada

4.7.3. CONCLUSÃO

Para o exemplo exposto da ligação pilar-laje dimensionada verificou-se que o dimensionamento da armadura longitudinal tanto dos pilares como da laje foi condicionado pela combinação ELU, Q_k , mesmo considerando a metodologia de cálculo exposta pelo EC8, e que a capacidade resistente da laje é inferior ao somatório dos momentos resistentes dos pilares adjacentes, tal como previsto. Ainda que da primeira observação não se possa tirar uma conclusão aplicável a outros casos, o mesmo não acontece para a última. Tal como foi referido anteriormente, em edifícios altos, as secções transversais e armaduras resultantes do cálculo, juntamente com o esforço axial aplicado, originam momentos fletores resistentes nos pilares que ultrapassam amplamente os das lajes às quais estão ligados.

Daqui se conclui que, para este tipo de edifícios, formados por lajes fungiformes, o dimensionamento em ductilidade do tipo laje forte-pilar fraco não será possível de executar. Tendo em conta que o outro tipo de dimensionamento em ductilidade (laje fraca-pilar forte) não está regulamentado e muito menos devidamente estudado e desenvolvido, resta ao projetista dimensionar os elementos secundários pilares e respetivas ligações à laje em resistência. Daqui resulta uma quantidade de armadura longitudinal superior, comparativamente ao dimensionamento em ductilidade, ainda que este raciocínio se aplique apenas nos casos em que a combinação sísmica é a mais desfavorável.

Verificou-se, no entanto, uma atenuação no aumento de esforços na passagem do dimensionamento em ductilidade para em resistência, uma vez que para este tipo de edifícios os períodos de vibração dos primeiros modos são de tal forma elevados que os espectros de resposta, elástico e de cálculo, apresentam acelerações muito semelhantes para os referidos períodos, gerando esforços nos elementos estruturais cuja razão é inferior ao valor do coeficiente de comportamento. Assim, esta particularidade das estruturas altas permite atenuar o aumento da necessidade de armadura que a abordagem do EC8 provoca noutro tipo de estruturas.

5

CASO DE ESTUDO

5.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo as ideias construídas ao longo dos capítulos anteriores são aplicadas a um caso de uma estrutura real, correspondente a um projeto concluído e disponibilizado pela empresa A400 – Projetistas e Consultores de Engenharia, Lda.

Pretende-se, assim, por em prática as conclusões tiradas no capítulo da modelação, os critérios de classificação de elementos sísmicos secundários e a metodologia de dimensionamento para uma ligação pilar-laje, num caso concreto de projeto.

Foi facultado pela empresa o modelo global da estrutura apresentada no subcapítulo seguinte, que, embora tenha sido aquele que foi utilizado para o projeto do edifício em questão, foi sujeito a alterações conforme a necessidade de simplificação e adaptação às condições do EC8 e ao âmbito do presente trabalho.

5.2. DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO

O caso de estudo deste trabalho diz respeito ao edifício IMOB Business Tower – Angola, localizado em Luanda. Este apresenta 33 pisos elevados e uma cave, tendo um desenvolvimento em altura com cerca de 130m acima do solo e sendo a sua utilização distribuída da seguinte forma:

- Piso -1 – estacionamento e área técnica
- Piso 0 a Piso 4 – estacionamento e serviços
- Piso Tipo 1 a Piso Tipo 27 – escritórios
- Piso do Restaurante (Piso 32) – restaurante
- Piso da Casa das Máquinas (Piso 33) – piso técnico

A estrutura dos pavimentos do edifício é materializada por lajes fungiformes aligeiradas com blocos recuperáveis do tipo “FERCA” de dimensões 900x900x225 e 0.10m de lâmina de compressão.

A estrutura é formada por elementos metálicos e em betão armado, sendo que a estrutura metálica está apenas localizada na cobertura. Nos restantes elementos estruturais, o betão é da classe C30/37 e foi armado com um aço A500 NR.

Em planta, a estrutura pode ser caracterizada pelos dois desenhos nas figuras 5-1 e 5-2, onde se encontra a planta do piso 1 e do piso tipo 7, uma vez que a primeira descreve a estrutura do piso 0 ao 4, com uma área aproximada de 32x39 m², e a segunda do piso tipo 1 ao piso do restaurante, com cerca de 32x17 m², sendo que as plantas dos níveis superiores não são relevantes para o desenvolvimento deste trabalho. Tal como é possível observar nas plantas, os principais elementos de contraventamento de todo o edifício são compostos por duas paredes de extensão aproximada de 15m, localizadas nas fachadas laterais e um núcleo composto de dimensões 6.30x12.00m, que apresenta alguma excentricidade principalmente na direção Y.

Refira-se desde logo que no projeto desta estrutura não foi aplicado o dimensionamento ao sismo, uma vez que a ação sísmica foi dispensada devido à ausência de registos de atividade sísmica na zona de Luanda.

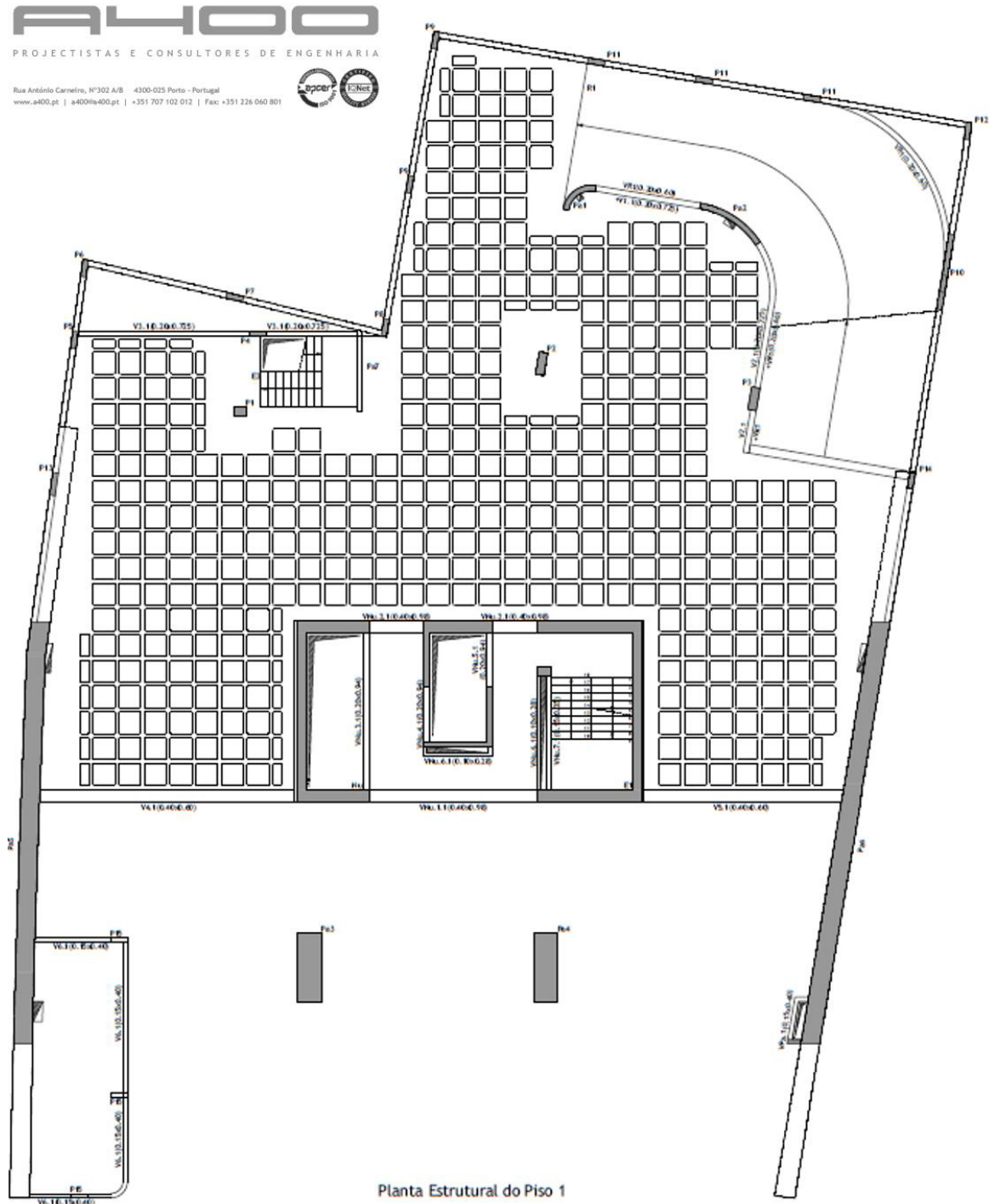


Figura 5-1 - Planta estrutural do piso 1 do caso de estudo

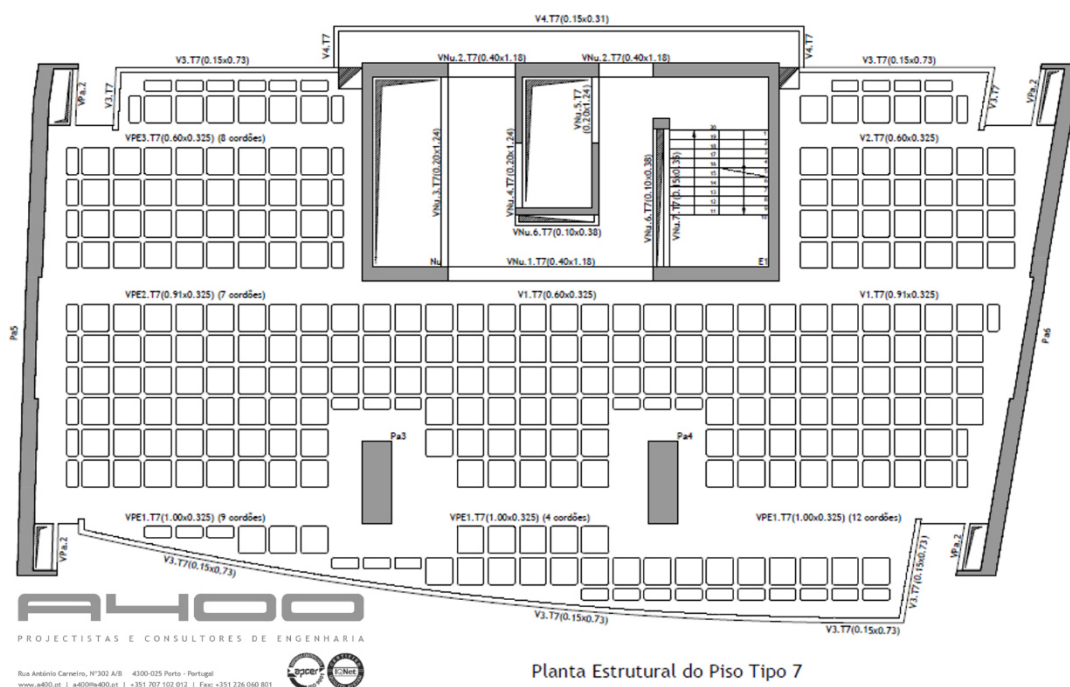


Figura 5-2 - Planta estrutural do piso tipo 7 do caso de estudo

5.2.1. MODELAÇÃO ESTRUTURAL

Por questões de simplificação, e por não ser relevante ao estudo, a cobertura metálica foi retirada do modelo, ficando apenas a estrutura de betão armado. Além disso, os níveis abaixo do piso 0, incluindo as fundações indiretas, também não foram incluídos na modelação, procedendo-se à aplicação de encastramentos nos elementos da base do piso 0.

Além dos referidos elementos de contraventamento, também se observam dois pilares retangulares próximos do núcleo com uma secção transversal que tem na maior dimensão um comprimento de 2.40m e uma largura variável em altura. Refira-se que, embora estes elementos apresentem relações geométricas típicas de paredes, para efeitos deste trabalho, os mesmos serão considerados como pilares.

Os objetivos principais do estudo que se apresenta neste capítulo são verificar se estes pilares podem ser considerados como elementos secundários à luz do EC8, determinar que alterações são necessárias para que isso aconteça e dimensionar o nó de ligação destes à laje.

Tendo em conta que os referidos pilares se encontravam modelados por elementos de casca, foi necessário proceder à alteração para elementos de barra de modo a ser possível cortar a sua rigidez ao corte e flexão para que possam ser considerados como elementos sísmicos secundários. O procedimento foi o exposto no capítulo 3 para o caso da modelação de paredes em elementos barra.

5.2.2. AÇÕES

Para o desenvolvimento deste trabalho, apenas foram consideradas duas combinações de ações, tal como no modelo idealizado do capítulo anterior. Adotou-se o conjunto de cargas verticais, gravíticas e sobrecargas, que já se encontravam modeladas e foi introduzida a ação sísmica. Os parâmetros e valores referentes a estas ações encontram-se expostos no anexo A-6. Refira-se que, considerando que no modelo anterior se observou que a ação sísmica condicionante foi a do Tipo 1, para o estudo sísmico

deste caso, foi tido em conta apenas este tipo de ação. Foi considerada uma ação sísmica igual à aplicada nos modelos dos capítulos 3 e 4, que se encontra definida em 3.4.2, supondo uma localização do edifício diferente da atual, mais especificamente a zona de Lisboa, onde a sismicidade é considerável.

5.2.3. ANÁLISE MODAL E SÍSMICA

Pretende-se, neste subcapítulo, caracterizar o comportamento dinâmico da estrutura, através de análises modal e sísmica. Da primeira serão expostos os principais modos de vibração, no quadro 5-1, e também os alçados e plantas das deformadas da estrutura correspondentes aos três primeiros, nas figuras 5-3 a 5-10, sabendo que dizem respeito a duas translações e uma rotação segundo o eixo vertical. Da análise sísmica, será apresentada a distribuição de *drifts* em altura correspondentes às combinações sísmicas para cada direção e verificado o requisito de limitação de danos do EC8.

Análise Modal:

Quadro 5-1 - Análise modal do caso de estudo

Modo	Frequência [Hz]	Participação de Massa Mobilizada		
		Ux	Uy	Rz
1	0,2606	0,5643	0,0254	0,0254
2	0,3289	0,0262	0,5117	0,0004
3	0,6136	0,0085	0	0,4417
4	0,9977	0,1270	0,0029	0,0044
5	1,1871	0,0555	0,0016	0,0030
6	1,5194	0,0045	0,1777	0

É notória uma componente torsional, ainda que reduzida, mesmo nos modos de vibração de translação, e que os primeiros modos não apresentam uma participação modal tão significativa como no modelo idealizado, ainda que estando à volta dos 50%, o que aumenta a importância dos restantes modos para a caracterização da resposta dinâmica.

Apresentam-se de seguida, nas figuras 5-1 a 5-8, alçados e plantas das deformadas da estrutura relativas aos três primeiros modos, por forma a compreender visualmente a sua resposta modal:

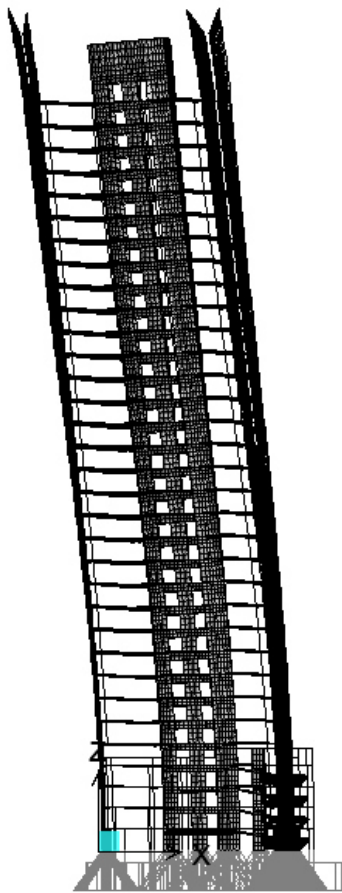


Figura 5-3 – Deformada do 1º modo num corte XZ

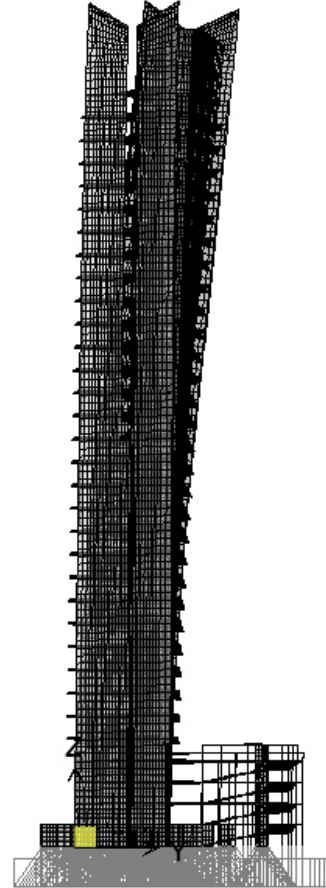


Figura 5-4 – Deformada do 1º modo num corte YZ

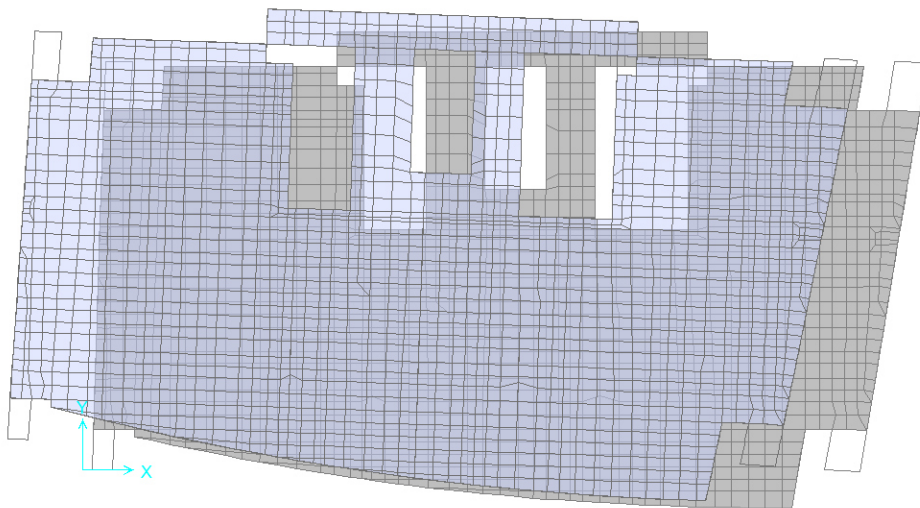


Figura 5-5 - Deformada do 1º modo em planta

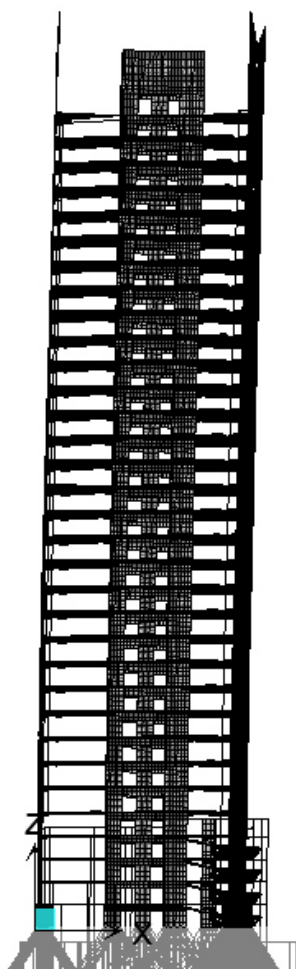


Figura 5-6 – Deformada do 2º modo num corte XZ

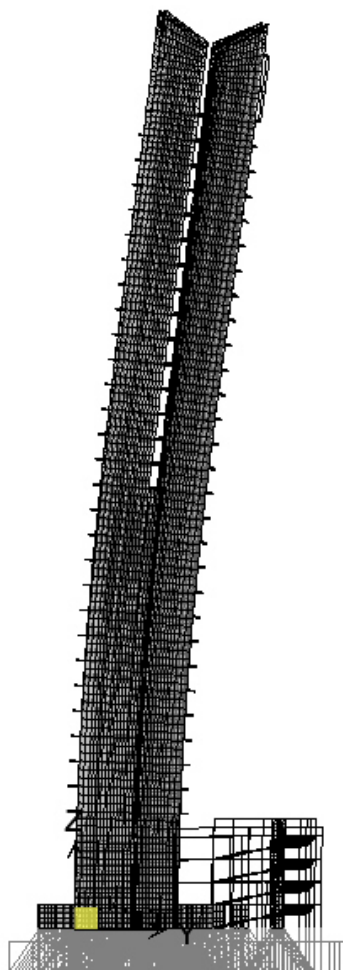


Figura 5-7 – Deformada do 2º modo num corte YZ

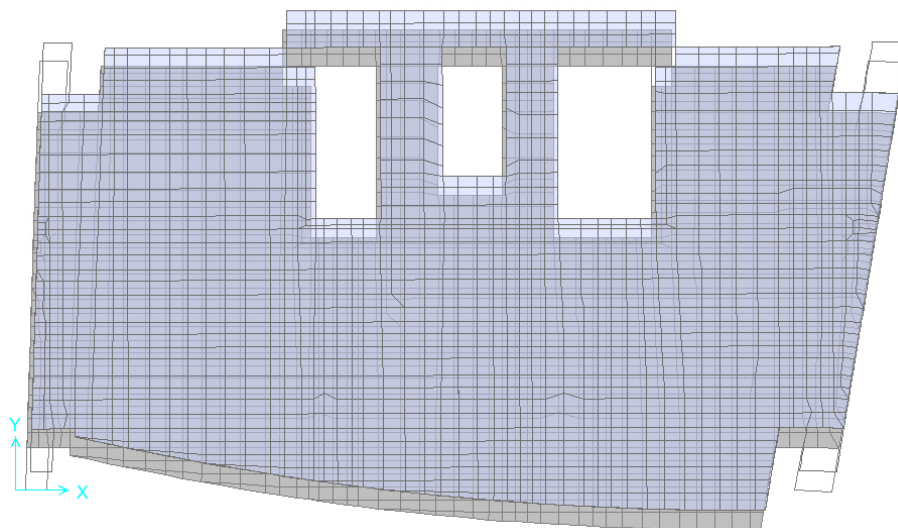


Figura 5-8 - Deformada do 2º modo em planta

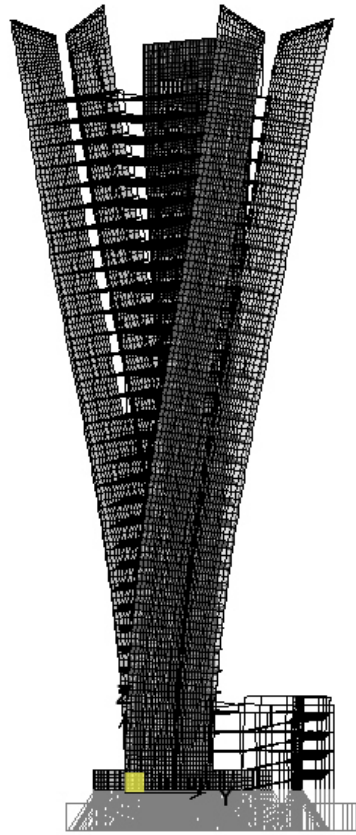


Figura 5-9 - Deformada do 3º modo num corte YZ

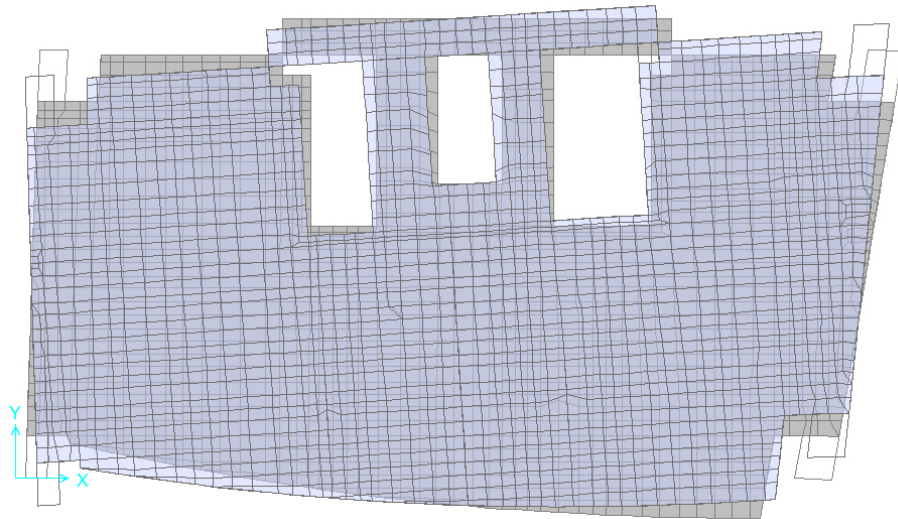


Figura 5-10 - Deformada do 3º modo em planta

Análise Sísmica:

Com o objetivo de perceber qual a deformada da estrutura em estudo quando sujeita à ação sísmica, é apresentada na figura 5-9 a variação dos deslocamentos relativos entre pisos em toda a altura do edifício.

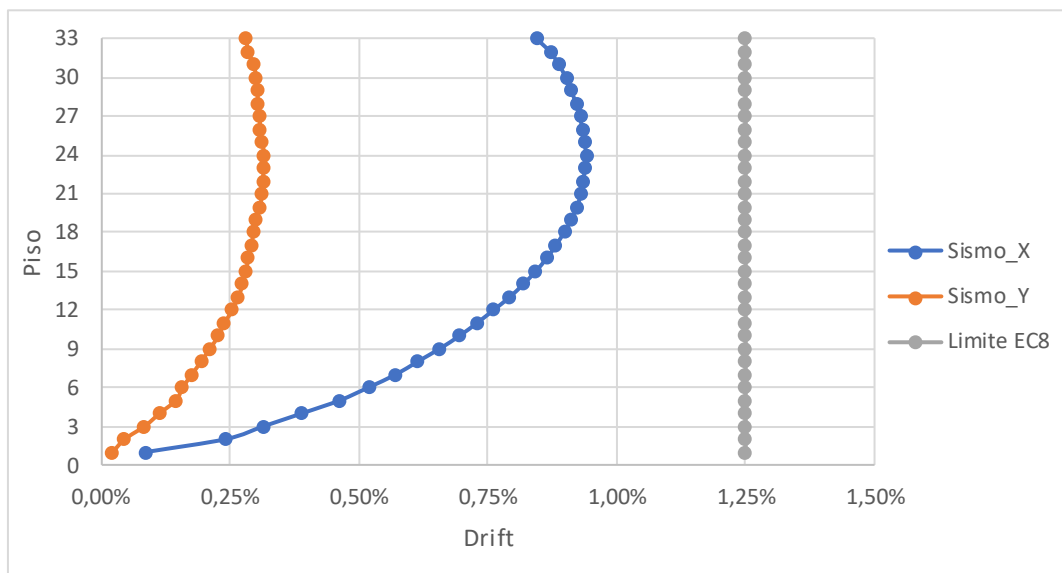


Figura 5-11 - Gráfico da variação de *drifts* para as combinações sísmicas

Observa-se que as deformações segundo X são mais expressivas que segundo Y, apresentando *drifts* crescentes até ao piso 24, enquanto que, para a direção Y, a rigidez da estrutura possibilita deslocamentos relativos mais uniformes em altura.

Considerando um edifício de classe de importância II, de acordo com o Anexo Nacional tem-se para a verificação da limitação de danos $v=0,40$. Além disso, os deslocamentos relativos foram comparados com o limite mais condicionante, que é dado pela expressão (4.31) do art.º4.4.3.2(1)a). Os resultados destas verificações encontram-se nos anexos A-7 e A-8. Verificou-se o cumprimento deste requisito de limitação de danos, existindo uma maior folga nos deslocamentos relativos na direção Y, onde o valor máximo foi de 0,0113m, enquanto que, segundo X, o deslocamento relativo máximo foi de 0,0337m, ambos correspondentes ao piso tipo 20 à cota 84.98m.

5.3. APLICAÇÃO DOS CRITÉRIOS DE CLASSIFICAÇÃO DE ELEMENTOS SÍSMICOS SECUNDÁRIOS AO CASO DE ESTUDO

Tal como foi afirmado no subcapítulo anterior, pretende-se verificar se os dois pilares referidos, designados nas plantas por Pa3 e Pa4, podem ser considerados como parte integrante do sistema secundário da estrutura. Além destes, também serão incluídos todos os elementos estruturais verticais visíveis na planta do Piso 1, com exceção das paredes laterais, do núcleo composto e das lâminas localizadas no contorno da rampa, que são considerados como pertencentes ao sistema primário. Os elementos estruturais tidos como secundários, exceto Pa3 e Pa4, não oferecem grandes dúvidas relativamente à sua classificação dadas as dimensões das secções transversais e o seu desenvolvimento em altura, que termina na transição entre o Piso 4 e o Piso Tipo 1.

O estudo do sistema secundário incide, sobretudo, sobre os pilares Pa3 e Pa4 dada a sua importância em termos de rigidez e de desenvolvimento em altura, uma vez que as suas dimensões são consideráveis e a sua extensão vertical atinge praticamente toda a estatura do edifício. Existe, obviamente, a necessidade de considerá-los como elementos sísmicos secundários, uma vez que a tipologia estrutural é formada por lajes fungiformes, logo, as suas ligações devem ser classificadas como secundárias em termos de resistência ao sismo.

Desta forma, esta necessidade obrigou a que fossem aplicadas alterações à geometria da estrutura, nomeadamente ao aumento da espessura das paredes laterais em 5cm até uma altura de 27.7m (correspondente ao Piso Tipo 4) e à redução da menor dimensão dos referidos pilares também em 5cm. Estas modificações aumentaram a rigidez lateral do sistema primário e reduziram a do secundário, o que permitiu que a estrutura e a sua distinção de sistemas resistentes ao sismo cumprissem o critério da frequência. Refira-se, desde já, que, pelo critério do corte basal, os pilares podiam ser considerados como elementos secundários mesmo antes das alterações geométricas à estrutura mencionadas, dado que a importância do sistema secundário relativamente ao primário era inferior a 15%. Isto foi algo que também se tinha constatado no capítulo anterior, com o modelo idealizado, o que valida as razões apresentadas anteriormente para este tipo de edifícios.

Tendo em conta a componente torsional nos primeiros modos de vibração, pretende-se que seja o critério da frequência a condicionar a classificação dos elementos estruturais, ainda que se apresentem também, a seguir, os resultados relativos ao corte basal.

Corte Basal

Pela observação dos diversos cortes e plantas estruturais, é notório que o edifício sofre uma redução de área a partir da transição entre o Piso 4 e o Piso Tipo 1 ($z=16.96\text{m}$), pelo que se considerou pertinente avaliar o corte tanto na base como nesta cota, tal como se apresenta nos quadros 5-2.

Quadro 5-2 - Aplicação do critério do corte basal ao caso de estudo em X (a) e Y (b)

Sismo_X			
Cota [m]	Fb, PRIMÁRIOS [kN]	Fb, SECUNDÁRIOS [kN]	Fb, SECUNDÁRIOS/ Fb, PRIMÁRIOS
0.46	6388	564,5	8,84%
16.96	5898	198,1	3,36%

a)

Sismo_Y			
Cota [m]	Fb, PRIMÁRIOS [kN]	Fb, SECUNDÁRIOS [kN]	Fb, SECUNDÁRIOS/ Fb, PRIMÁRIOS
0.46	7399	272,2	3,68%
16.96	7063	332,9	4,71%

b)

Frequência

A avaliação das frequências dos modelos M_{P+S} e M_P foi executada considerando já a rigidez fendilhada dos elementos estruturais, pelo que os valores a seguir apresentados no quadro 5-3 diferem dos expostos na análise modal explanada anteriormente, embora, para efeitos de comparação, este aspeto seja indiferente.

Quadro 5-3 - Aplicação do critério da frequência ao caso de estudo

	f_{P+S} [Hz]	f_P [Hz]	f_{P+S}/f_P	$(f_{P+S}/f_P)^2$
Direção X	0,1843	0,1756	1,049	1,101
Direção Y	0,2325	0,2151	1,081	1,169

Verifica-se que a rigidez lateral do sistema secundário relativamente à do primário ultrapassa os 15% regulamentares, mesmo com as alterações geométricas. No entanto, a sua proximidade (16,9%) levou a que estes resultados fossem considerados válidos e os sistemas primário e secundário tivessem a composição proposta.

5.4. DIMENSIONAMENTO DA LIGAÇÃO PILAR-LAJE PARA O CASO DE ESTUDO

Tal como foi referido no subcapítulo anterior, a ligação pilar-laje a ser dimensionada neste trabalho diz respeito aos pilares Pa3 e Pa4. Partindo do princípio adotado em 4.7 para a escolha do nó de ligação a ser estudado, ou seja, com o objetivo de o dimensionamento ser condicionado pela combinação sísmica e não pela combinação ELU, Q_k , foi avaliada a distribuição de momentos e escolhido o nó referente à ligação entre o pilar Pa3 e a laje, à cota $z=38.44m$, correspondente ao Piso Tipo 7, cuja planta se encontra na figura 5-2.

A zona da ligação pilar-laje é maciça em redor do pilar, apresentando uma área em planta de $2.70 \times 4.15 m^2$, com a maior dimensão segundo Y, e uma altura útil de $d=0.27m$ e total de $h=0.325m$. Os pilares adjacentes têm uma área de $0.80 \times 2.40 m^2$, sendo que o tramo inferior será designado por Pilar 1 e o tramo superior por Pilar 2.

Os fatores de majoração para as direções X e Y associados ao nó de ligação a dimensionar apresentam-se de seguida nos quadros 5-4 e 5-5.

Quadro 5-4 - Efeitos de 2ª ordem para o piso tipo 7

Direção	P_{tot} [kN]	V_{tot} [kN]	d_r [m]	h [m]	θ	$\frac{1}{1-\theta}$
X	165804	4840	0,0261	3,58	0,250	1,333
Y	165620	5723	0,0085	3,58	0,069	1

Quadro 5-5 - Coeficientes multiplicativos no piso tipo 7

Direção	$d_{p,i}$ [m]	$d_{p+s,i}$ [m]	$\frac{d_{p,i}}{d_{p+s,i}}$	$\frac{1}{1-\theta_i}$	Fator de Majoração
X	0,2004	0,1850	1,083	1,333	1,444
Y	0,0791	0,0565	1,399	1	1,399

5.4.1. DIMENSIONAMENTO EM RESISTÊNCIA OU DUCTILIDADE

Apresentam-se a seguir, nos quadros 5-6 a 5-8, os esforços de cálculo na laje e nos tramos de pilar adjacentes associados às duas combinações utilizadas (ELU, Q_k e Sísmica), realçando-se que, na ação sísmica, o espectro de resposta utilizado foi o de cálculo, ou seja, com um coeficiente de comportamento igual a 3.

Para o Pilar 1,

Quadro 5-6 - Esforços de dimensionamento do Pilar 1 para $q=3$, do caso de estudo

Combinação	Base/Topo (0/1)	Max/Min	N [kN]	M_x [kN.m]	M_y [kN.m]	V_x [kN]	V_y [kN]
ELU, Q_k	0		28082,16	100,96	-13,70	-443,32	204,02
ELU, Q_k	1		27788,58	-586,34	-80,61	34,51	204,02
C_{QP}	0		18020,29	132,19	-70,06	-475,75	154,95
C_{QP}	1		17786,86	-379,44	-20,86	2,08	154,95
Comb, $E_d(X)$, $q=3$	0	Max	15288,48	558,57	399,13	-274,11	230,98
Comb, $E_d(X)$, $q=3$	1	Max	15055,05	53,24	248,77	203,73	230,98
Comb, $E_d(X)$, $q=3$	0	Min	20752,11	-294,19	-539,24	-677,40	78,93
Comb, $E_d(X)$, $q=3$	1	Min	20518,68	-812,11	-290,50	-199,56	78,93
Comb, $E_d(Y)$, $q=3$	0	Max	13255,03	1089,81	101,21	-402,43	311,52
Comb, $E_d(Y)$, $q=3$	1	Max	13021,60	196,22	75,67	75,40	311,52
Comb, $E_d(Y)$, $q=3$	0	Min	22785,55	-825,43	-241,32	-549,08	-1,61
Comb, $E_d(Y)$, $q=3$	1	Min	22552,12	-955,10	-117,40	-71,24	-1,61

Para o Pilar 2,

Quadro 5-7 - Esforços de dimensionamento do Pilar 2 para $q=3$, do caso de estudo

Combinação	Base/Topo (0/1)	Max/Min	N [kN]	M_x [kN.m]	M_y [kN.m]	V_x [kN]	V_y [kN]
ELU, Q_k	0		26797,26	-250,48	28,22	21,43	111,53
ELU, Q_k	1		26547,62	-637,38	-40,87	20,89	111,53
C_{QP}	0		17185,08	-135,05	-10,88	-1,84	82,07
C_{QP}	1		16995,58	-416,50	3,35	-2,39	82,07
Comb,Ed(X), $q=3$	0	Max	14566,72	289,58	443,40	200,30	161,40
Comb,Ed(X), $q=3$	1	Max	14377,22	-7,32	288,04	199,76	161,40
Comb,Ed(X), $q=3$	0	Min	19803,43	-559,69	-465,16	-203,99	2,74
Comb,Ed(X), $q=3$	1	Min	19613,93	-825,68	-281,34	-204,53	2,74
Comb,Ed(Y), $q=3$	0	Max	12555,73	826,19	155,96	72,41	253,82
Comb,Ed(Y), $q=3$	1	Max	12366,24	126,26	107,01	71,87	253,82
Comb,Ed(Y), $q=3$	0	Min	21814,42	-1096,29	-177,72	-76,10	-89,68
Comb,Ed(Y), $q=3$	1	Min	21624,92	-959,27	-100,30	-76,65	-89,68

Pela análise dos resultados relativos aos esforços nos pilares devido às combinações sísmicas, observou-se uma variação significativa de esforço axial entre a combinação máxima e mínima do sismo. Isto demonstra que, apesar de os referidos pilares poderem ser considerados como elementos secundários em termos de rigidez lateral, existe uma interação com o núcleo, que se encontra próximo destes, que provoca um binário de forças quando o sismo atua. No caso particular desta estrutura, existe então um efeito de um trabalho conjunto entre núcleo e pilares, efeito de pórtico, por via da mobilização da rigidez da laje. Este aspeto revela que o papel dos pilares nesta estrutura pode ter um contributo maior na resistência sísmica, no entanto, ainda assim verifica-se que a rigidez lateral associada a estes é reduzida, sendo inferior a 15%.

Para a laje, na zona da ligação com os pilares, os momentos fletores foram obtidos a partir da sua integração numa largura de 2.7m para M_x e 4.15m para M_y , através da funcionalidade *section cut* do software SAP2000.

Quadro 5-8 - Esforços de dimensionamento na laje para $q=3$, do caso de estudo

Combinação	m_x [kN.m/m]	m_y [kN.m/m]
ELU, Q_k	-105,0	-147,5
Comb,Ed(X), $q=3$	-87,0	-164,7
Comb,Ed(Y), $q=3$	-129,5	-113,3

Observa-se que, mesmo considerando o espectro de cálculo, o dimensionamento da laje à flexão é condicionado pela ação sísmica em ambas as direções.

Antes de se proceder ao cálculo das armaduras dos pilares, considerou-se pertinente determinar a armadura mínima longitudinal, dadas as dimensões dos mesmos. Assim, de acordo com a expressão do EC2 em 9.5.2(2), a armadura mínima é dada por:

$$A_{s,min} = \max\left(\frac{0.10N_{Ed}}{f_{yd}}; 0.002A_c\right) \quad (5.1)$$

O que resultou em 63,9cm² como o maior valor entre os dois pilares, correspondendo a 0,33% de taxa de armadura.

As armaduras longitudinal e transversal de cálculo necessárias corresponderam a uma taxa de armadura inferior à mínima, pelo que se impõe esta condição na pormenorização dos pilares. Constatou-se então que a secção escolhida para o estudo tem um nível de esforços relativamente baixo face às suas dimensões, que foram definidas para outros níveis de esforços e tendo em consideração outros fatores. Sendo assim, a armadura escolhida para os dois pilares é apresentada no esquema da figura 5-10. Refira-se, ainda assim, que a combinação condicionante foi, neste caso, a sísmica segundo a direção Y.

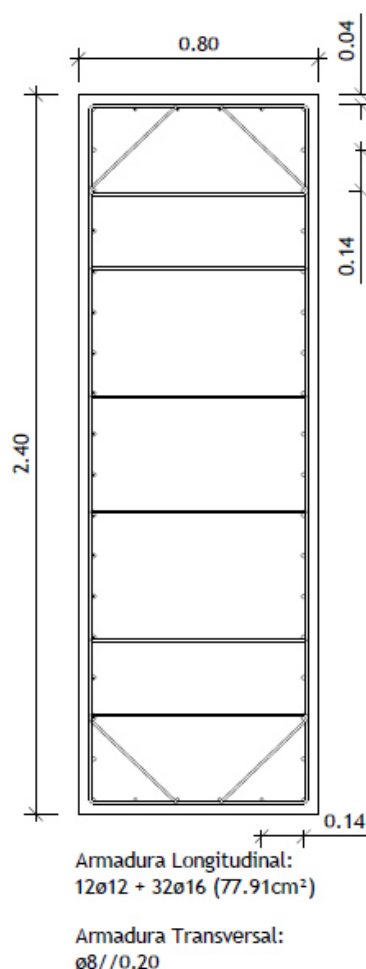


Figura 5-12 - Esquema de armaduras longitudinais e transversais dos pilares do caso de estudo

Para a laje, optou-se, tal como tinha sido feito para o modelo idealizado, por dispor a mesma quantidade de armadura nas duas direções, por questões de simplificação. Assim, o momento condicionante é m_y devido à combinação sísmica segundo X, resultando numa armadura superior de $\Phi 12//0.20 + \Phi 16//0.20$ (15.7 cm²). Foi atribuída uma armadura inferior equivalente a $\Phi 10//0.15$ (5.27 cm²).

Procede-se de seguida à verificação da possibilidade de se executar o dimensionamento em ductilidade, determinando-se o momento resistente da laje e dos pilares, sendo que para estes o cálculo do momento corresponde à combinação sísmica, ou seja, para o esforço axial resultante desta.

Para a laje, o momento resistente superior resulta em $m_{Rd,sup}=172.0 \text{ kN.m/m}$ e o inferior em $m_{Rd,inf}=59.8 \text{ kN.m/m}$. Assim, a laje apresenta um momento resistente total de $m_{Rd,total}=231.8 \text{ kN.m/m}$. Multiplicando este momento resistente por metro linear pela largura da zona maciça em cada direção, obtém-se:

$$\sum Mrd, laje, X = 625.9 \text{ kN.m}$$

$$\sum Mrd, laje, Y = 962.0 \text{ kN.m}$$

Para os pilares, o esforço axial aplicado para determinar o momento resistente corresponde ao medido na secção de topo do Pilar 1 e da base do Pilar 2. Os valores dos momentos resistentes dos pilares estão apresentados nos quadros 5-9 e 5-10.

Quadro 5-9 - Momentos resistentes dos pilares para a combinação sísmica segundo X, no caso de estudo

		$N_{Ed} \text{ [kN]}$	$M_{Rd,Y} \text{ [kN.m]}$
Comb, $E_d(X)$	Pilar 1	20519	4660
	Pilar 2	19803	4713
$\sum M_{Rd,Pilares}$			9372

Quadro 5-10 - Momentos resistentes dos pilares para a combinação sísmica segundo Y, no caso de estudo

		$N_{Ed} \text{ [kN]}$	$M_{Rd,X} \text{ [kN.m]}$
Comb, $E_d(Y)$	Pilar 1	22552	12447
	Pilar 2	21814	12625
$\sum M_{Rd,Pilares}$			25072

Constata-se que a condição expressa em (4.10) não se verifica, pelo que o dimensionamento em ductilidade com rótula nos pilares não é possível, tal como se previa tendo em conta este tipo de estruturas, como os edifícios altos. Assim segue-se com o dimensionamento em resistência, considerando para a ação sísmica o espectro de resposta elástico, onde o coeficiente de comportamento é unitário.

5.4.2. DIMENSIONAMENTO EM RESISTÊNCIA

Os esforços de cálculo obtidos para os pilares e a laje são expostos de seguida nos quadros 5-11 a 5-13.

Para o Pilar 1,

Quadro 5-11 - Esforços de dimensionamento do Pilar 1 para $q=1$, do caso de estudo

Combinação	Base/Topo (0/1)	Max/Min	N [kN]	M_x [kN.m]	M_y [kN.m]	V_x [kN]	V_y [kN]
ELU, Q_k	0		28082,2	101,0	-13,7	-443,3	204,0
ELU, Q_k	1		27788,6	-586,3	-80,6	34,5	204,0
C_{QP}	0		18020,3	132,2	-70,1	-475,8	155,0
C_{QP}	1		17786,9	-379,4	-20,9	2,1	155,0
Comb, $E_d(X)$, $q=1$	0	Max	14659,1	716,1	477,0	-237,8	287,5
Comb, $E_d(X)$, $q=1$	1	Max	14425,6	238,4	405,5	240,0	287,5
Comb, $E_d(X)$, $q=1$	0	Min	21381,5	-451,7	-617,1	-713,7	22,4
Comb, $E_d(X)$, $q=1$	1	Min	21148,1	-997,3	-447,2	-235,9	22,4
Comb, $E_d(Y)$, $q=1$	0	Max	11785,8	1386,6	126,5	-390,6	471,9
Comb, $E_d(Y)$, $q=1$	1	Max	11552,4	730,5	125,6	87,2	471,9
Comb, $E_d(Y)$, $q=1$	0	Min	24254,8	-1122,2	-266,6	-560,9	-162,0
Comb, $E_d(Y)$, $q=1$	1	Min	24021,4	-1489,3	-167,4	-83,0	-162,0

Para o Pilar 2,

Quadro 5-12 - Esforços de dimensionamento do Pilar 2 para $q=1$, do caso de estudo

Combinação	Base/Topo (0/1)	Max/Min	N [kN]	M_x [kN.m]	M_y [kN.m]	V_x [kN]	V_y [kN]
ELU, Q_k	0		26797,3	-250,5	28,2	21,4	111,5
ELU, Q_k	1		26547,6	-637,4	-40,9	20,9	111,5
C_{QP}	0		17185,1	-135,1	-10,9	-1,8	82,1
C_{QP}	1		16995,6	-416,5	3,4	-2,4	82,1
Comb, $E_d(X)$, $q=1$	0	Max	13910,9	465,6	514,3	231,8	213,7
Comb, $E_d(X)$, $q=1$	1	Max	13721,4	216,8	435,8	231,3	213,7
Comb, $E_d(X)$, $q=1$	0	Min	20459,2	-735,7	-536,1	-235,5	-49,5
Comb, $E_d(X)$, $q=1$	1	Min	20269,7	-1049,8	-429,1	-236,1	-49,5
Comb, $E_d(Y)$, $q=1$	0	Max	11026,6	1134,9	179,6	83,0	397,3
Comb, $E_d(Y)$, $q=1$	1	Max	10837,1	774,1	153,9	82,4	397,3
Comb, $E_d(Y)$, $q=1$	0	Min	23343,6	-1405,0	-201,4	-86,7	-233,1
Comb, $E_d(Y)$, $q=1$	1	Min	23154,1	-1607,1	-147,2	-87,2	-233,1

Para a laje,

Quadro 5-13 - Esforços de dimensionamento na laje para $q=1$, do caso de estudo

Combinação	m_x [kN.m/m]	m_y [kN.m/m]
ELU, Q_k	-105,0	-147,5
Comb,Ed(X), $q=1$	-110,5	-180,9
Comb,Ed(Y), $q=1$	-207,2	-130,0

Verificou-se que, embora os esforços tenham aumentado, para os pilares, a disposição de armaduras mantém-se inalterada, ainda que a folga de resistência instalada nestes elementos seja menor.

Para a laje, a situação foi diferente, tendo havido necessidade de aumentar a quantidade de armadura superior para $\Phi 16//0.10$ (20.1 cm^2), nas duas direções. Expõe-se de seguida a verificação ao punçoamento.

Foram determinados os esforços transmitidos pelos pilares à laje através do processo descrito no capítulo anterior, recorrendo aos resultados da análise modal. Tal como no modelo idealizado, constatou-se que os momentos M_x nas extremidades dos pilares adjacentes à laje têm o mesmo sinal, logo o esforço que lhe é transmitido é a diferença entre estes dois valores, enquanto que os momentos M_y apresentam sinais contrários, resultando num esforço transferido para a laje igual à soma dos seus valores absolutos.

Quadro 5-14 - Esforços e tensões atuantes e resistentes de punçoamento, do caso de estudo

Combinação	N [kN]	M_x [kN.m]	M_y [kN.m]	β	$v_{Rd,c}$ [MPa]	$v_{Rd,max}$ [MPa]	v_{Ed} [MPa]
ELU, Q_k	991	336	109	1.33	0.63	5.28	0.50
Comb,Ed(X)	689	262	962	1.81	0.63	5.28	0.47
Comb,Ed(Y)	678	404	347	1.63	0.63	5.28	0.42

Apesar de a resistência ao punçoamento ser verificada sem a necessidade de se recorrer a armadura e de se constatar que a combinação mais condicionante ter sido a de carregamento vertical, verifica-se que, ainda assim, a combinação sísmica conduziu a excentricidades mais elevadas.

Ainda que a armadura longitudinal nos pilares tenha sido condicionada pelo parâmetro de quantidade mínima de armadura, no caso da laje foi a combinação sísmica a ditar o cálculo da armadura, mesmo no dimensionamento em ductilidade. A partir do momento em que o sismo é condicionante em $q=3$ ou passe a ser com $q=1$, a passagem do dimensionamento em ductilidade para em resistência leva ao incremento de armadura, uma vez que o aumento de esforços é inevitável. Ainda assim, constatou-se, pela observação dos quadros 5-11 a 5-13, um aumento do nível de esforços inferior a 3 vezes (valor do coeficiente de comportamento) na passagem do dimensionamento em ductilidade para em resistência, tal como na estrutura idealizada do capítulo 4, uma vez que as acelerações espectrais dos primeiros modos são muito semelhantes em ambos os espectros de resposta, elástico e de cálculo. O quadro 5-15 que se apresenta a seguir permite comparar essas acelerações por via do parâmetro Δ , que representa o aumento percentual da aceleração espectral ao passar do espectro de cálculo (S_d) para o elástico (S_e).

Refira-se que os períodos expostos nesse quadro correspondem a uma estrutura cuja rigidez corresponde à fase fendilhada.

Quadro 5-15 - Acelerações espectrais para $q=3$ e $q=1$, nos dois primeiros modos, no caso de estudo

	T [s]	S_d [m/s ²]	S_e [m/s ²]	Δ [%]
1º Modo	5,427	0,30	0,30	0
2º Modo	4,300	0,30	0,37	+23

A figura 5-13 apresenta ambos os espectros e permite localizar os períodos dos referidos modos e as correspondentes acelerações, permitindo confirmar a proximidade das mesmas e justificar que os esforços obtidos no dimensionamento em resistência tenham um aumento relativamente aos do dimensionamento em ductilidade inferior ao valor do coeficiente de comportamento.

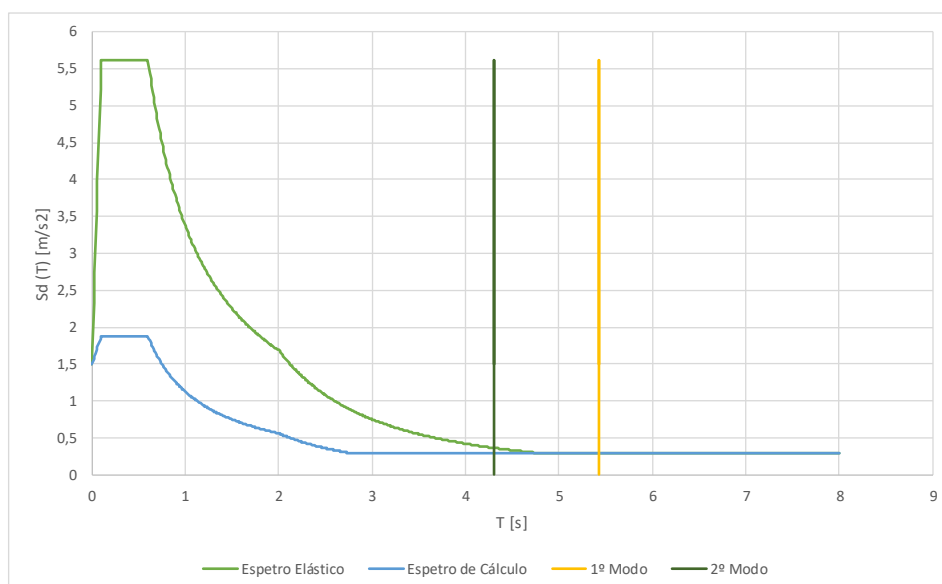


Figura 5-13 - Espectros de resposta e primeiros modos de translação do caso de estudo

5.5. CONCLUSÃO

No presente caso de estudo, constatou-se que a aplicação do EC8, nomeadamente a utilização do critério da frequência para a classificação dos elementos sísmicos secundários, obrigou a que se procedesse a alterações geométricas da estrutura, mais especificamente o reforço do sistema primário e a redução de rigidez do secundário, uma vez que era imperativo considerar os pilares Pa3 e Pa4 como secundários dada a tipologia estrutural ser composta por lajes fungiformes.

Em termos de dimensionamento, a disposição de armadura longitudinal nos pilares voltou a não ser condicionada, na prática, pelo método do EC8, embora por razões distintas das constatadas no modelo idealizado do capítulo anterior. Enquanto que no caso do modelo idealizado, a combinação condicionante foi a ELU_{Q_k} , no caso de estudo foi a condição de armadura mínima a ditar a armadura, dadas as dimensões da secção dos pilares.

Conforme se constatou também no modelo idealizado, assim como no caso de estudo, o nível de esforços nos pilares e lajes na passagem do dimensionamento em ductilidade para em resistência aumentou de acordo com um fator inferior ao coeficiente de comportamento. Isto confirma o que foi afirmado em 4.4, em que, para estruturas com períodos de vibração elevados, como as dos edifícios altos, as acelerações espectrais dos primeiros modos não dependem do coeficiente de comportamento, o que irá influenciar, posteriormente, a diferença entre os esforços obtidos pelo espectro de cálculo e aqueles que se obtêm com o espectro elástico. Ainda assim, existe um incremento do nível de esforços quando se aplica o dimensionamento em resistência, o que conduz, quando a combinação sísmica é condicionante, ao aumento da necessidade de armadura, sendo que, para este tipo de estruturas, este é atenuado devido à semelhança entre as acelerações espectrais dos espectros elástico e de cálculo correspondentes aos períodos relativos dos primeiros modos de vibração.

6

CONCLUSÕES

6.1. CONCLUSÕES GERAIS

O desenvolvimento deste trabalho começou por avaliar aspetos de modelação de elementos estruturais de contraventamento, utilizando uma estrutura composta por paredes e núcleos em E. Tendo o conhecimento que, na prática profissional, estes membros são simulados por elementos de casca e que isto implica algumas dificuldades de manuseamento e trabalho extenso para o tratamento de resultados, principalmente em edifícios altos, estudou-se a possibilidade de substituir os elementos finitos de casca por elementos de barra. Para tal, foram analisados três modelos distintos da mesma estrutura: um onde as paredes e núcleos foram modelados com elementos de casca, servindo este de referência para as comparações feitas; outro onde apenas as paredes foram simuladas por elementos de casca, enquanto que os núcleos foram construídos com barras; e outro onde a situação foi inversa. A análise comparativa destas três variantes foi realizada em três parâmetros distintos: resposta global das estruturas, esforços na base de determinados membros estruturais e momentos fletores na ligação da laje a esses membros.

Os resultados permitiram concluir que a modelação de núcleos por elementos de barra não oferece aproximações satisfatórias do comportamento do elemento estrutural comparativamente aos elementos de casca, nomeadamente os efeitos de empenamento que se geram quando o seu centro de corte é excêntrico ao centro de gravidade. Este é um aspeto que a simulação de núcleos por barras não conseguiu ultrapassar e, por isso, apenas as paredes dúcteis poderão ser construídas por via deste elemento finito. Apesar de não ser possível substituir elementos de casca por barras em todo o tipo de elementos estruturais, a simplificação adotada possibilita alguma poupança de tempo e trabalho no manuseamento de resultados. Além disso, e talvez mais importante ainda, na hipótese de se considerar algumas paredes menos importantes, em termos de rigidez lateral, como elementos sísmicos secundários, isso só é possível se estas estiverem modeladas por barras, uma vez que é inviável cortar apenas a rigidez de corte e flexão em elementos de casca, nos programas de cálculo, sem com isso afetar a rigidez axial, quando se pretende construir o modelo de dimensionamento do sistema primário. A consideração da rigidez fendilhada nos elementos estruturais, tal como o EC8 impõe, deve ser feita reduzindo o módulo de elasticidade, E, para metade quando existem membros estruturais modelados por elementos de casca.

Posteriormente, foi feita uma aplicação do EC8, especificamente na vertente da análise do sistema sísmico secundário, tanto a um modelo de uma estrutura idealizada como a um caso real, ambos correspondentes a edifícios de altura considerável, com sistemas de contraventamento formados por paredes e núcleos e tipologias estruturais compostas por lajes fungiformes. Uma primeira observação a este estudo permitiu concluir que a informação disponibilizada pelo regulamento relativa aos elementos sísmicos secundários é escassa, principalmente na componente do seu dimensionamento.

O Eurocódigo 8 define alguns requisitos e limitações quanto à classificação de determinados elementos estruturais como secundários, destacando-se o parâmetro da rigidez lateral dos mesmos e a fronteira dos 15% em termos de importância relativamente à rigidez dos primários. No entanto, não define critérios ou metodologias de quantificação desse parâmetro, deixando à interpretação de cada projetista. Foram,

assim, abordados alguns desses critérios, onde se destacam o corte basal e a frequência que a estrutura apresenta como forma de representar a sua rigidez lateral. Considerando que os resultados obtidos por estes dois fatores conduziriam a diferentes conclusões, foi necessário enquadrá-los às estruturas em termos de adequabilidade de aplicação, sendo que a frequência é mais corretamente empregue quando, da análise modal, resultam primeiros modos de vibração com componente torsional importante ou participação modal significativa. Verificou-se, tanto na estrutura idealizada como na do caso de estudo, a necessidade de alterar a geometria dos seus elementos, comparativamente às estruturas analisadas inicialmente em cada capítulo, por forma a que cumprissem os critérios de classificação. Uma vez que o EC8 qualifica o comportamento de um sistema de laje fungiforme ao sismo como não totalmente esclarecido e considera que este não tem grande capacidade de dissipação histerética de energia, as ligações entre este tipo de laje e os pilares devem ser classificadas como secundárias, logo, os pilares também, pelo que é regularmente necessário adaptar as suas características geométricas. Constatou-se, então, as dificuldades de conceção com que os projetistas se deparam nos seus projetos para fazer cumprir o regulamento.

Do ponto de vista do dimensionamento, o EC8 aborda os elementos sísmicos secundários de uma forma bastante breve, deixando apenas algumas indicações. A metodologia apresentada no regulamento é frequentemente designada por dimensionamento em resistência e consiste em pormenorizar os elementos secundários por forma a que estes permaneçam em estado elástico após a ocorrência de um sismo semelhante ao considerado no cálculo. O mesmo não acontece com o método utilizado para os primários, onde o objetivo é fornecer-lhes ductilidade suficiente para que estes possam dissipar a energia resultante da ação na estrutura, garantindo que estes entram em fase plástica. A distinção destes processos de dimensionamento é feita logo ao nível da ação sísmica, onde o coeficiente de comportamento considerado nesta é unitário para o dimensionamento em resistência e maior que 1 para o dimensionamento em ductilidade, sendo este valor atribuído consoante a tipologia estrutural. Daqui resultam membros secundários com uma resistência tal que se questiona se o seu contributo para a rigidez lateral da estrutura não será superior ao considerado inicialmente.

Surgiu então a possibilidade do dimensionamento em ductilidade, onde a ação sísmica de dimensionamento dos elementos secundários é a mesma que a dos primários, ou seja, tem o mesmo coeficiente de comportamento. Tendo em conta um sistema estrutural composto por lajes fungiformes, a questão que se colocou foi a localização da rótula plástica: na laje ou no pilar. Enquadrando este problema nos edifícios altos, facilmente se conclui que as secções impostas aos pilares devido a carregamentos verticais e outras ações laterais e o esforço axial que lhes está aplicado conduzem a momentos resistentes que não são comportáveis nas lajes, tal como se verificou nos resultados obtidos para os dois casos. Deste modo, a única via a seguir seria a da rótula plástica na laje. No entanto, a introdução de ductilidade em lajes não é referida no EC8, da mesma forma que o estudo experimental e analítico relativamente à ductilidade em lajes fungiformes, principalmente devido à rotura frágil por punçoamento, ainda deve ser desenvolvido. Assim, as ligações pilar-laje fungiforme devem ser necessariamente dimensionadas em resistência, para se ter enquadramento regulamentar.

Ora, uma vez existindo apenas a possibilidade de dimensionamento em resistência, é necessário recorrer ao espectro elástico para a obtenção de esforços para o cálculo das armaduras dos elementos estruturais secundários. A utilização do espectro elástico relativamente ao de cálculo gera um aumento de esforços de dimensionamento, o que, nos casos em que a combinação sísmica é condicionante, conduz a uma necessidade de armadura superior à que seria necessária se fosse utilizado o espectro de cálculo. Deste modo, a abordagem de dimensionamento de elementos sísmicos secundários estabelecida pelo EC8, em que estes se mantêm no estado elástico, revela-se uma agravante no cálculo da armadura necessária para a resistência ao sismo. No entanto, este agravamento da necessidade de armadura é atenuado no caso

particular das estruturas de edifícios altos. Os elevados períodos de vibração correspondentes aos primeiros modos, cuja participação modal tem, por norma, valores relevantes, conduzem a acelerações no espectro elástico que são muito semelhantes às equivalentes no espectro de cálculo. Este aspeto faz com que os esforços resultantes da utilização do espectro elástico não sejam q vezes superiores aos do espectro de cálculo, mas sim de um fator inferior e mais próximo da unidade, levando a que o dimensionamento em resistência não seja muito mais penalizador que o dimensionamento em ductilidade.

6.2. PROPOSTAS PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Tendo sido cumpridos os objetivos propostos para este trabalho, apresentam-se, de seguida, alguns assuntos cujo estudo merece certa atenção:

- Estudo da capacidade de ductilidade de lajes fungiformes, nomeadamente da sua ligação a pilares, sob ações sísmicas, quando sujeitas a esforços de punçoamento consideráveis;
- Desenvolvimento de um processo de dimensionamento de elementos sísmicos secundários como alternativa ao dimensionamento em resistência e em ductilidade, que não conduza a um sobredimensionamento dos mesmos e que seja exequível em tipologias estruturais de edifícios altos;
- Desenvolvimento do método de quantificação da rigidez lateral por via da frequência, tendo em conta a contribuição de todos os modos de vibração;
- Estudo similar ao desenvolvido estendido a casos com irregularidade em planta e em altura.

REFERÊNCIAS

- AMARAL, Luís Filipe Medeiros (2012) - Dimensionamento de Elementos Sísmicos Secundários em Estruturas de Betão Armado. Lisboa: IST.
- BLANCHARD, Eric V. - OneShellPlaza.jpg (1019Å—1542). Disponível em WWW:
<<https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/0/01/OneShellPlaza.jpg>>.
- CARVALHAL, José Manuel Ferreira (2012) - Metodologias de análise e dimensionamento de edifícios de betão armado de acordo com os eurocódigos. Porto: FEUP.
- CEN (2010a) - Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios.
- (2010b) - Eurocódigo 8 projecto de estruturas para resistência aos sismos Parte 1 regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios NP EN 1998-1: 2010. IPQ.
- COMPUTER AND STRUCTURES, Inc - SAP2000 Ultimate 18 - Structural Analysis Program.
- COSTA, António (2011) - Aplicação do Eurocódigo 8 ao Projecto de Edifícios. In OE - Seminário. 2011. Ordem dos Engenheiros.
- DIAS, Carlos Manuel Martins (2008) - Dimensionamento sísmico de edifícios de acordo com o Eurocódigo 8 e avaliação do seu comportamento. Porto: FEUP.
- FARDIS, M. (2005) - Designers' guide to EN 1998-1 and EN 1998-5 Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance General rules, seismic actions, design rules for buildings, foundations and retaining structures. London: Thomas Telford. ISBN 0-7277-3348-6.
- FU, Feng (2015) - Advanced Modeling Techniques in Structural Design. John Wiley & Sons. ISBN 1118825438.
- MACLEOD, Iain Alasdair (1990) - Analytical modelling of structural systems: an entirely new approach with emphasis on behaviour of building structures. Ellis Horwood Ltd. ISBN 0130352543.
- MOCK, Jeff - World Trade Center, New York City - aerial view (March 2001).jpg (1361Å—1924). Disponível em WWW:
<[https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/c/c5/World_Trade_Center%2C New York City - aerial view %28March 2001%29.jpg](https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/c/c5/World_Trade_Center%2C_New_York_City_-_aerial_view_%28March_2001%29.jpg)>.
- PAULINO, Maria Anita de Castro Paupério e Silva (2011) - Aplicação do EC8 ao dimensionamento sísmico de edifícios de betão armado. Porto: FEUP.
- SARKISIAN, Mark (2016) - Designing tall buildings: structure as architecture. Routledge. ISBN 1317501594.
- TARANATH, Bungale S (2010) - Reinforced concrete design of tall buildings. CRC press London.
- WIKIPEDIA - Sears Tower ss.jpg (500Å—643). Disponível em WWW:
<https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/b/ba/Sears_Tower_ss.jpg>.
- WING - HK Bank of China Tower View.jpg (1200Å—1600). Disponível em WWW:
<https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/2/22/HK_Bank_of_China_Tower_View.jpg>

ANEXOS

Anexo A-1 - Parâmetro da razão de rigidez no modelo idealizado, segundo Y

Direção Y	Força de piso [kN]	M _{P+S}			M _P			Secundário / Primário
Piso		δ_{P+S} [m]	Desloc. Relativo, _{P+S} [m]	K _{P+S}	δ_P [m]	Desloc. Relativo, _P [m]	K _P	
0	500	0	0,0012	433651	0	0,0012	401284	8,1%
1	500	0,001	0,0025	197394	0,001	0,0027	183824	7,4%
2	500	0,004	0,0037	136537	0,004	0,0040	126167	8,2%
3	500	0,007	0,0046	108578	0,008	0,0050	99780	8,8%
4	500	0,012	0,0054	93041	0,013	0,0059	85034	9,4%
5	500	0,017	0,0060	83278	0,019	0,0066	75861	9,8%
6	500	0,023	0,0065	76959	0,025	0,0072	69832	10,2%
7	500	0,030	0,0069	72759	0,033	0,0076	65755	10,7%
8	500	0,037	0,0071	69999	0,040	0,0079	63020	11,1%
9	500	0,044	0,0073	68297	0,048	0,0082	61222	11,6%
10	500	0,051	0,0074	67286	0,056	0,0083	60147	11,9%
11	500	0,059	0,0075	67006	0,065	0,0084	59637	12,4%
12	500	0,066	0,0074	67213	0,073	0,0084	59602	12,8%
13	500	0,073	0,0074	67870	0,081	0,0083	59952	13,2%
14	500	0,081	0,0073	68946	0,090	0,0082	60635	13,7%
15	500	0,088	0,0071	70284	0,098	0,0081	61622	14,1%
16	500	0,095	0,0069	72005	0,106	0,0080	62861	14,5%
17	500	0,102	0,0068	73954	0,114	0,0078	64300	15,0%
18	500	0,109	0,0066	76104	0,122	0,0076	65928	15,4%
19	500	0,116	0,0064	78444	0,129	0,0074	67659	15,9%
20	500	0,122	0,0062	80658	0,137	0,0072	69435	16,2%
21	500	0,128	0,0060	83001	0,144	0,0070	71185	16,6%
22	500	0,134	0,0059	85150	0,151	0,0069	72812	16,9%
23	500	0,140	0,0058	86896	0,158	0,0067	74129	17,2%
24	500	0,146	0,0056	88558	0,165	0,0066	75347	17,5%
25	0	0,151			0,171			

Anexo A-2 - Parâmetro da razão de rigidez no modelo otimizado, segundo Y

Direção Y	Força de piso [kN]	M _{P+S}			M _P			Secundário / Primário
Piso		δ_{P+S} [m]	Desloc. Relativo _{P+S} [m]	K _{P+S}	δ_P [m]	Desloc. Relativo _P [m]	K _P	
0	500	0	0,0008	600240	0	0,0009	565611	6,1%
1	500	0,001	0,0019	265111	0,001	0,0020	250125	6,0%
2	500	0,003	0,0028	180897	0,003	0,0029	169607	6,7%
3	500	0,005	0,0035	142288	0,006	0,0038	132873	7,1%
4	500	0,009	0,0041	120773	0,010	0,0045	112284	7,6%
5	500	0,013	0,0047	107181	0,014	0,0050	99384	7,8%
6	500	0,018	0,0051	98193	0,019	0,0055	90777	8,2%
7	500	0,023	0,0054	92064	0,025	0,0059	84846	8,5%
8	500	0,028	0,0057	87812	0,030	0,0062	80684	8,8%
9	500	0,034	0,0059	85005	0,037	0,0064	77857	9,2%
10	500	0,040	0,0061	82508	0,043	0,0066	75381	9,5%
11	500	0,046	0,0062	81301	0,050	0,0068	74019	9,8%
12	500	0,052	0,0062	80762	0,056	0,0068	73292	10,2%
13	500	0,058	0,0062	80841	0,063	0,0068	73121	10,6%
14	500	0,064	0,0061	81446	0,070	0,0068	73432	10,9%
15	500	0,071	0,0061	82399	0,077	0,0067	74107	11,2%
16	500	0,077	0,0060	83808	0,084	0,0067	75120	11,6%
17	500	0,083	0,0058	85499	0,090	0,0065	76406	11,9%
18	500	0,089	0,0057	87413	0,097	0,0064	77906	12,2%
19	500	0,094	0,0056	89542	0,103	0,0063	79554	12,6%
20	500	0,100	0,0055	91575	0,110	0,0062	81301	12,6%
21	500	0,105	0,0053	93756	0,116	0,0060	83001	13,0%
22	500	0,111	0,0052	95767	0,122	0,0059	84617	13,2%
23	500	0,116	0,0051	97409	0,128	0,0058	85940	13,3%
24	500	0,121	0,0050	99049	0,134	0,0057	87199	13,6%
25	0	0,126			0,139			

Anexo A-3 - Verificação da limitação de danos do modelo otimizado

Piso	Sismo_X			Sismo_Y		
	δ_x [m]	$\delta_x \times q$ [m]	Desloc. Relativo, _x [m]	δ_y [m]	$\delta_y \times q$ [m]	Desloc. Relativo, _y [m]
0	0,0000	0,0000		0,0000	0,0000	
1	0,0012	0,0036	0,0036	0,0012	0,0035	0,0035
2	0,0042	0,0125	0,0089	0,0038	0,0113	0,0078
3	0,0086	0,0259	0,0134	0,0076	0,0227	0,0115
4	0,0144	0,0431	0,0173	0,0124	0,0373	0,0146
5	0,0212	0,0636	0,0205	0,0182	0,0545	0,0172
6	0,0290	0,0869	0,0232	0,0246	0,0738	0,0193
7	0,0374	0,1123	0,0255	0,0316	0,0949	0,0211
8	0,0465	0,1396	0,0273	0,0391	0,1173	0,0225
9	0,0561	0,1684	0,0288	0,0470	0,1409	0,0236
10	0,0661	0,1984	0,0300	0,0551	0,1654	0,0245
11	0,0765	0,2296	0,0311	0,0636	0,1907	0,0253
12	0,0872	0,2616	0,0320	0,0722	0,2166	0,0259
13	0,0981	0,2942	0,0326	0,0810	0,2429	0,0263
14	0,1091	0,3272	0,0330	0,0898	0,2694	0,0265
15	0,1202	0,3605	0,0333	0,0987	0,2961	0,0267
16	0,1313	0,3939	0,0334	0,1076	0,3228	0,0267
17	0,1425	0,4274	0,0334	0,1165	0,3495	0,0267
18	0,1536	0,4607	0,0333	0,1253	0,3760	0,0266
19	0,1646	0,4938	0,0331	0,1342	0,4025	0,0264
20	0,1755	0,5266	0,0328	0,1429	0,4287	0,0262
21	0,1864	0,5592	0,0326	0,1516	0,4547	0,0260
22	0,1972	0,5915	0,0323	0,1602	0,4805	0,0258
23	0,2078	0,6234	0,0320	0,1687	0,5060	0,0255
24	0,2184	0,6551	0,0317	0,1771	0,5313	0,0253
25	0,2289	0,6866	0,0315	0,1855	0,5564	0,0251

Anexo A-4 - Verificação dos efeitos de 2ª ordem no modelo otimizado, segundo X

Piso	P_{tot} [kN]	$V_{tot,X}$ [kN]	$d_{r,X}$ [m]	h [m]	θ_x	$\frac{1}{1-\theta}$
0	300633	8930	0,0036	3	0,040	1,000
1	288209	8867	0,0089	3	0,096	1,000
2	275784	8684	0,0134	3	0,142	1,166
3	263360	8369	0,0173	3	0,181	1,221
4	250935	7953	0,0205	3	0,216	1,275
5	238511	7498	0,0232	3	0,246	1,327
6	226170	7070	0,0255	3	0,272	1,373
7	213830	6709	0,0273	3	0,290	1,409
8	201489	6422	0,0288	3	0,301	1,431
9	189149	6186	0,0300	3	0,306	1,440
10	176808	5977	0,0311	3	0,307	1,443
11	164964	5775	0,0320	3	0,305	1,438
12	153120	5573	0,0326	3	0,299	1,426
13	141276	5377	0,0330	3	0,289	1,407
14	129431	5182	0,0333	3	0,277	1,383
15	117587	4975	0,0334	3	0,263	1,358
16	105801	4750	0,0334	3	0,248	1,330
17	94014	4520	0,0333	3	0,231	1,300
18	82228	4314	0,0331	3	0,210	1,266
19	70441	4151	0,0328	3	0,186	1,228
20	58655	4000	0,0326	3	0,159	1,189
21	46924	3771	0,0323	3	0,134	1,155
22	35193	3342	0,0320	3	0,112	1,126
23	23462	2599	0,0317	3	0,095	1,000
24	11731	1463	0,0315	3	0,084	1,000

Anexo A-5 - Verificação dos efeitos de 2ª ordem no modelo otimizado, segundo Y

Piso	P_{tot} [kN]	$V_{tot,Y}$ [kN]	$d_{r,Y}$ [m]	h [m]	θ_Y	$\frac{1}{1-\theta}$
0	300633	9163	0,0035	3	0,038	1,000
1	288209	9108	0,0078	3	0,083	1,000
2	275784	8951	0,0115	3	0,118	1,134
3	263360	8676	0,0146	3	0,147	1,173
4	250935	8289	0,0172	3	0,173	1,209
5	238511	7824	0,0193	3	0,196	1,244
6	226170	7331	0,0211	3	0,217	1,276
7	213830	6863	0,0225	3	0,233	1,304
8	201489	6467	0,0236	3	0,245	1,325
9	189149	6164	0,0245	3	0,250	1,334
10	176808	5947	0,0253	3	0,251	1,335
11	164964	5773	0,0259	3	0,246	1,327
12	153120	5595	0,0263	3	0,240	1,315
13	141276	5388	0,0265	3	0,232	1,302
14	129431	5154	0,0267	3	0,223	1,287
15	117587	4920	0,0267	3	0,213	1,271
16	105801	4724	0,0267	3	0,199	1,249
17	94014	4593	0,0266	3	0,181	1,221
18	82228	4518	0,0264	3	0,160	1,191
19	70441	4446	0,0262	3	0,138	1,161
20	58655	4295	0,0260	3	0,118	1,134
21	46924	3979	0,0258	3	0,101	1,113
22	35193	3423	0,0255	3	0,087	1,000
23	23462	2574	0,0253	3	0,077	1,000
24	11731	1402	0,0251	3	0,070	1,000

No projecto, foram consideradas como acções permanentes os pesos próprios dos elementos estruturais e de construção (enchimentos, revestimentos e paredes divisórias), a partir dos pesos próprios dos materiais que os constituem.

• Betão	25.00 kN/m ³
• Betão Leve	8.00 kN/m ³
• Aço	78.50 kN/m ³
• Água	10.00 kN/m ³
• Cargas suspensas em estacionamento (Pisos 0 a 4)	0.50 kN/m ³
• Enchimento e acabamento na agência bancária e Hall (Pisos 0 e 1)	3.00 kN/m ³
• Enchimento, acabamento e paredes divisórias em WCs (Pisos 1 e 2)	4.25 kN/m ³
• Enchimento e acabamento no auditório (Piso 1)	3.00 kN/m ³
• Enchimento, acab. e paredes div. em zonas adminis. (Piso 2)	4.25 kN/m ³
• Enchimento, acab. e paredes div. em sala multiuso (Piso 3)	4.25 kN/m ³
• Enchimento, acab. e paredes div. em café (Piso 4)	4.25 kN/m ³
• Enchimento e acabamento nos escritórios (Piso Tipo 1 a Piso 27)	2.50 kN/m ³
• Enchim, acab. e paredes div. copas dos escritórios (Piso Tipo 1 a 27)	5.80 kN/m ³
• Enchimento e acabamento no restaurante (Piso do Restaurante)	4.00 kN/m ³
• Enchimento, acab. e paredes div. em Wcs (Piso do Restaurante)	5.80 kN/m ³
• Enchimento e acabamento em terraço (Piso do Restaurante)	3.00 kN/m ³
• Enchimento e acabamento na cobertura (Piso da casa das máquinas)	3.00 kN/m ³

a)

Sobrecargas

As acções das sobrecargas quantificadas estão directamente relacionadas com a utilização dos edifícios, e estão de acordo com o disposto no Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios:

• Qk Estacionamento	4.00 kN/m ² ($\Psi_0=0.8$; $\Psi_1=0.7$; $\Psi_2=0.6$)
• Qk Agência Bancária	4.00 kN/m ² ($\Psi_0=0.7$; $\Psi_1=0.6$; $\Psi_2=0.4$)
• Qk Auditório	4.00 kN/m ² ($\Psi_0=0.7$; $\Psi_1=0.6$; $\Psi_2=0.4$)
• Qk Sala Multiusos	4.00 kN/m ² ($\Psi_0=0.7$; $\Psi_1=0.6$; $\Psi_2=0.4$)
• Qk Zonas Administrativas	3.00 kN/m ² ($\Psi_0=0.7$; $\Psi_1=0.6$; $\Psi_2=0.4$)
• Qk Café e Restaurante	4.00 kN/m ² ($\Psi_0=0.7$; $\Psi_1=0.6$; $\Psi_2=0.4$)
• Qk Escadas e acessos a elevadores	5.00 kN/m ² ($\Psi_0=0.7$; $\Psi_1=0.6$; $\Psi_2=0.4$)
• Qk Coberturas não acessíveis	1.00 kN/m ² ($\Psi_0=0.0$; $\Psi_1=0.0$; $\Psi_2=0.0$)
• Qk Escritórios	3.00 kN/m ² ($\Psi_0=0.7$; $\Psi_1=0.6$; $\Psi_2=0.4$)

b)

Anexo A-6 - Acções consideradas no caso de estudo, gravíticas (a) e variáveis (b)

Anexo A-7 - Verificação da limitação de danos no caso de estudo na direção X

Piso		Cota [m]	h [m]	Sismo_X			(4.31)
				δ_x [m]	$\delta_x \times q$ [m]	Desloc. Relativo, _x [m]	
0	0	0,46		0,0000	0,0000		
1	1	3,74	3,28	0,0010	0,0029	0,0029	0,0410
2	2	7,02	3,28	0,0036	0,0108	0,0079	0,0410
3	3	10,3	3,28	0,0070	0,0211	0,0103	0,0410
4	4	13,58	3,28	0,0113	0,0339	0,0128	0,0410
5	Tipo 1	16,96	3,38	0,0165	0,0496	0,0156	0,0423
6	Tipo 2	20,54	3,58	0,0227	0,0681	0,0186	0,0448
7	Tipo 3	24,12	3,58	0,0295	0,0886	0,0204	0,0448
8	Tipo 4	27,7	3,58	0,0368	0,1105	0,0220	0,0448
9	Tipo 5	31,28	3,58	0,0447	0,1340	0,0235	0,0448
10	Tipo 6	34,86	3,58	0,0530	0,1589	0,0249	0,0448
11	Tipo 7	38,44	3,58	0,0617	0,1850	0,0261	0,0448
12	Tipo 8	42,02	3,58	0,0708	0,2123	0,0273	0,0448
13	Tipo 9	45,6	3,58	0,0802	0,2406	0,0284	0,0448
14	Tipo 10	49,18	3,58	0,0900	0,2700	0,0293	0,0448
15	Tipo 11	52,76	3,58	0,1000	0,3001	0,0302	0,0448
16	Tipo 12	56,34	3,58	0,1104	0,3311	0,0309	0,0448
17	Tipo 13	59,92	3,58	0,1209	0,3627	0,0316	0,0448
18	Tipo 14	63,5	3,58	0,1316	0,3948	0,0322	0,0448
19	Tipo 15	67,08	3,58	0,1425	0,4275	0,0327	0,0448
20	Tipo 16	70,66	3,58	0,1535	0,4605	0,0330	0,0448
21	Tipo 17	74,24	3,58	0,1646	0,4939	0,0334	0,0448
22	Tipo 18	77,82	3,58	0,1758	0,5274	0,0335	0,0448
23	Tipo 19	81,4	3,58	0,1870	0,5610	0,0336	0,0448
24	Tipo 20	84,98	3,58	0,1982	0,5946	0,0337	0,0448
25	Tipo 21	88,56	3,58	0,2094	0,6282	0,0336	0,0448
26	Tipo 22	92,14	3,58	0,2205	0,6616	0,0334	0,0448
27	Tipo 23	95,72	3,58	0,2316	0,6949	0,0333	0,0448
28	Tipo 24	99,3	3,58	0,2426	0,7279	0,0330	0,0448
29	Tipo 25	102,88	3,58	0,2535	0,7605	0,0327	0,0448
30	Tipo 26	106,46	3,58	0,2643	0,7928	0,0323	0,0448
31	Tipo 27	110,04	3,58	0,2749	0,8246	0,0318	0,0448
32	Restaurante	113,62	3,58	0,2853	0,8558	0,0312	0,0448
33	Máquinas	117,25	3,63	0,2955	0,8865	0,0307	0,0454

Anexo A-8 - Verificação da limitação de danos no caso de estudo na direção Y

Piso		Cota [m]	h [m]	Sismo_Y			(4.31)
				δ_Y [m]	$\delta_Y \times q$ [m]	Desloc. Relativo _Y [m]	
0	0	0,46		0,0000	0,0000		
1	1	3,74	3,28	0,0002	0,0007	0,0007	0,0410
2	2	7,02	3,28	0,0007	0,0022	0,0015	0,0410
3	3	10,3	3,28	0,0016	0,0049	0,0028	0,0410
4	4	13,58	3,28	0,0029	0,0086	0,0037	0,0410
5	Tipo 1	16,96	3,38	0,0045	0,0135	0,0049	0,0423
6	Tipo 2	20,54	3,58	0,0064	0,0192	0,0056	0,0448
7	Tipo 3	24,12	3,58	0,0085	0,0254	0,0063	0,0448
8	Tipo 4	27,7	3,58	0,0108	0,0323	0,0069	0,0448
9	Tipo 5	31,28	3,58	0,0133	0,0399	0,0075	0,0448
10	Tipo 6	34,86	3,58	0,0160	0,0480	0,0081	0,0448
11	Tipo 7	38,44	3,58	0,0188	0,0565	0,0085	0,0448
12	Tipo 8	42,02	3,58	0,0219	0,0656	0,0091	0,0448
13	Tipo 9	45,6	3,58	0,0250	0,0751	0,0095	0,0448
14	Tipo 10	49,18	3,58	0,0283	0,0849	0,0098	0,0448
15	Tipo 11	52,76	3,58	0,0316	0,0949	0,0100	0,0448
16	Tipo 12	56,34	3,58	0,0351	0,1052	0,0102	0,0448
17	Tipo 13	59,92	3,58	0,0385	0,1155	0,0104	0,0448
18	Tipo 14	63,5	3,58	0,0420	0,1261	0,0106	0,0448
19	Tipo 15	67,08	3,58	0,0456	0,1369	0,0108	0,0448
20	Tipo 16	70,66	3,58	0,0493	0,1479	0,0110	0,0448
21	Tipo 17	74,24	3,58	0,0530	0,1590	0,0111	0,0448
22	Tipo 18	77,82	3,58	0,0567	0,1702	0,0112	0,0448
23	Tipo 19	81,4	3,58	0,0605	0,1815	0,0113	0,0448
24	Tipo 20	84,98	3,58	0,0643	0,1928	0,0113	0,0448
25	Tipo 21	88,56	3,58	0,0680	0,2040	0,0112	0,0448
26	Tipo 22	92,14	3,58	0,0717	0,2150	0,0110	0,0448
27	Tipo 23	95,72	3,58	0,0753	0,2260	0,0110	0,0448
28	Tipo 24	99,3	3,58	0,0790	0,2369	0,0109	0,0448
29	Tipo 25	102,88	3,58	0,0826	0,2477	0,0108	0,0448
30	Tipo 26	106,46	3,58	0,0861	0,2584	0,0108	0,0448
31	Tipo 27	110,04	3,58	0,0897	0,2690	0,0106	0,0448
32	Restaurante	113,62	3,58	0,0931	0,2792	0,0102	0,0448
33	Máquinas	117,25	3,63	0,0965	0,2894	0,0102	0,0454